



Renforcement de fondations superficielles par soil mixing : Analyses par modélisation physique et numérique

Mathieu Dhaybi

► To cite this version:

Mathieu Dhaybi. Renforcement de fondations superficielles par soil mixing : Analyses par modélisation physique et numérique. Génie civil. INSA de Lyon, 2015. Français. NNT : 2015ISAL0014 . tel-01234968

HAL Id: tel-01234968

<https://theses.hal.science/tel-01234968>

Submitted on 27 Nov 2015

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Thèse

Renforcement de fondations superficielles par soil mixing : analyses par modélisation physique et numérique

Présentée devant
L'institut national des sciences appliquées de Lyon

Pour obtenir
Le grade de docteur

Formation doctorale : Génie civil
École doctorale : Mécanique, Energétique, Génie civil et Acoustique de Lyon (MEGA)

Par
Mathieu Dhaybi
(Ingénieur)

Soutenue le 09 février 2015 devant la Commission d'examen

Jury

Mme. Anne PANTET	Université du Havre	Rapporteur
M. Yujun CUI	Ecole des Ponts ParisTech	Rapporteur
Mme. Catherine POTHIER	INSA de Lyon	Examineur
M. Alain GUILLOUX	Terrasol	Examineur
M. Alain ROBINET	SNCF	Examineur
M. Frederic PELLET	Ecole des Mines ParisTech	Directeur

Laboratoire de génie civil et d'ingénierie environnementale

A mon ami d'enfance Nazih, tu es parti très tôt mais je ne t'oublierai jamais...
A mes parents et mes sœurs,
A ma très chère Léa,

Remerciements

D'abord, je tiens à remercier mon directeur de thèse Prof. Frédéric Pellet qui, pendant mes années de thèses, n'a jamais été absent. Il était toujours présent pour m'offrir le soutien scientifique et moral et m'encourager pour arriver jusqu'au bout de mon chemin. On a rencontré les difficultés ensemble et on les a surmonté ensemble. A toi Fred, j'exprime toute ma gratitude et ma reconnaissance, mille mercis.

Je remercie les membres du jury qui m'ont fait l'honneur de valider ce travail. Merci à Prof. Yu-Jun Cui et Prof. Anne Pantet pour avoir eu la volonté de relire et commenter mon manuscrit. Je tiens particulièrement à exprimer mes remerciements à tous les membres du jury pour le débat instructif ayant eu lieu à l'issue de la soutenance et pour l'intérêt porté à mes travaux.

Mes remerciements s'adressent également à Anna Grzyb, ma chère collègue de bureau. Nos échanges scientifiques continuels nous ont toujours fait progresser. On a partagé de très beaux moments qui restent inoubliables et on a vécu ensemble la joie, la réussite, mais aussi le stress, la déception et parfois le désespoir. J'ai eu vraiment la chance de travailler avec toi.

Mes vifs remerciements s'adressent à mes amis qui m'ont partagé mes moments pendant cette thèse : Fatima Hout et Fidaa Kassem. Je remercie également Diala Naboulsi, Ghida Ibrahim, Madonna Zakhem, Mouzayan Jenzarly, Rania Merheb, Rita Saneh, Adrien Trad, Amine Louhi, Hadi Chahal, Jean Baptiste Arai, Nadim Sanjakdar, Omar Rifi et Trung Bui.

Je souhaite aussi remercier Mario Masapollo, Romain Trunfio et Emeric Bruyère pour le soutien et l'aide qu'ils ont amenés. Merci pour vos encouragements et pour la belle ambiance sur la dalle d'essais.

Milles mercis à ma belle et chère épouse Léa, sans toi je ne pouvais jamais arriver. Merci pour ton soutien, tes encouragements et ta patience ! Tu as eu à subir les périodes les plus difficiles quand rien n'allait dans le bon sens. Tu étais et tu resteras toujours mon âme sœur la plus précieuse.

Je voudrais associer à ces remerciements ma mère et mon père qui ont tout sacrifié pour m'élever correctement et me laisser réaliser mes rêves. Maman, Papa, Hiba, Hala et Rima, je vous aime de tout mon cœur.

Résumé

Le renforcement des fondations par soil mixing consiste à créer dans le sol des colonnes à module mixte obtenues en mélangeant le sol sur place avec un liant hydraulique. Ces colonnes, qui possèdent des caractéristiques mécaniques entre celles du béton et celles du sol, permettent d'améliorer la portance du sol d'assise et réduire les tassements excessifs des structures.

Ce travail de recherche consiste en une étude phénoménologique et quantitative du comportement des fondations superficielles renforcées par des colonnes de soil mixing. Il vise à mettre en exergue les améliorations que cette technique apporte en termes d'augmentation de la capacité portante et de réduction des tassements.

Dans une première étape, un matériau de soil mixing est formulé à partir d'un sable d'Hostun et d'un ciment CEM III. Une étude préalable a été réalisée pour déterminer les caractéristiques mécaniques de ce matériau de soil mixing, du sable d'Hostun, ainsi que les propriétés d'interface sable d'Hostun - soil mixing.

Dans une seconde étape, une cuve expérimentale a été conçue pour permettre la mise en place du massif de sable d'Hostun, d'un volume de 1 m^3 , sous différents états de compacité. La procédure expérimentale permet aussi la réalisation du renforcement du massif par des colonnes de soil mixing. Enfin, le dispositif conçu permet de réaliser des essais de chargement du massif de sol renforcé.

Plusieurs configurations du modèle physique ont été testées : Il s'agit d'essais de chargement sur fondations superficielles reposant sur un massif renforcé ou non. La taille de la semelle, le nombre des colonnes de renforcement, leurs âges, la densité de sol ainsi que le type de renforcement (renforcement type fondation mixte ou inclusion rigide) sont des paramètres étudiés.

Les essais de caractérisation, la conception du modèle expérimentale ainsi que les essais de chargement réalisés ont permis de mieux comprendre le comportement du sol renforcé. La connaissance des paramètres géomecaniques du sol et du matériau de soil mixing a permis de comprendre l'évolution de la capacité portante des semelles en présence des colonnes de renforcement. La présence d'un horizon porteur dans lequel les colonnes sont encastrées fait augmenter significativement la capacité portante de la semelle. Dans le cas du renforcement type inclusions rigides, l'augmentation de l'épaisseur du matelas granulaire réduit la capacité portante de la semelle renforcée. Cependant, elle fait augmenter la contribution des colonnes de renforcement dans la reprise des efforts appliqués sur la semelle.

Une confrontation a été réalisée entre les résultats expérimentaux des essais de chargement et les résultats provenant d'un modèle éléments finis mis en œuvre avec le logiciel Abaqus. Les paramètres utilisés proviennent de nos essais de caractérisation réalisés dans le cadre de cette étude. Le modèle a présenté des résultats satisfaisant et a réussi à reproduire le comportement physique des semelles renforcées. Le modèle n'a non seulement réussi à reproduire les essais de chargement à l'échelle d'une colonne, mais aussi à l'échelle des semelles renforcées par une seule colonne et par quatre colonnes.

Mots clés : soil mixing, caractérisation géomecanique, fondations superficielles, modélisation physique, colonnes de renforcement du sol, modélisation numérique

Abstract

The reinforcement of shallow foundations by soil mixing consists in mixing the soil beneath with a hydraulic binder in order to obtain columns having a mixed modulus. These columns, which have mechanical properties between those of concrete and those of soil, can improve the soil bearing capacity and reduce excessive settlements as well.

This research work consists in a phenomenological and quantitative study of the behavior of shallow foundations reinforced by soil mixing columns. It leads to analyze and to highlight improvements that this technology brings in terms of bearing capacity increase and settlement reduction.

In a first step, a soil mixing material is formulated from Hostun sand and cement CEM III. A preliminary study is conducted to determine the mechanical characteristics of the soil mixing material, Hostun sand and sand – soil mixing interface.

In a second step, an experimental tank is designed to allow the installation of 1 m³ of Hostun sand with different densities. The experimental procedure allows also the installation of soil mixing columns that reinforce the soil. Finally a device is installed in order to carry out loading tests.

Different configurations of the physical model were tested. Loading tests are carried out on soil mixing columns and on unreinforced and reinforced shallow foundations. Size of the foundation, number of reinforcing columns, their age, soil density and type of reinforcement (rigid inclusion or mixed foundation) are parameters we studied.

The characterization tests, the design of the experimental model, and the loading tests permit to better understand the behavior of the reinforced soil. The knowledge of geomechanical parameters of soil and soil mixing material allowed us to understand the evolution of the bearing capacity of the reinforced foundations. The presence of a dense soil layer, in which the tip columns is embedded, leads to significantly increase the bearing capacity of the foundation. In the rigid inclusions reinforcement case, the increasing of granular mattress thickness reduces the bearing capacity of the reinforced foundation. However, it increases the part of the load transmitted to soil mixing columns.

A comparison was made between the experimental results of loading tests and the results of a finite element model implemented in Abaqus software. Model parameters are taken from our material characterization study. It is proven that the model developed is able to reproduce not only loading tests at column scale, but also at reinforced foundations scale.

Keywords: soil mixing, geomechanical characterization, shallow foundations, physical modeling, soil reinforcement columns, numerical modeling

Sommaire

1	Introduction	21
2	Méthodes de renforcement du sol	23
2.1	Colonnes ballastées	24
2.1.1	Colonnes ballastées par voie humide	24
2.1.2	Colonnes ballastées par voie sèche	25
2.2	Jet-grouting	26
2.3	Inclusions rigides	29
2.4	Soil mixing	31
2.4.1	Caractéristiques du soil mixing	31
2.4.2	Domaine d'application	31
2.4.3	Méthodes et outils	32
3	Caractérisation des matériaux et étude de l'interface sable d'Hostun/SM	35
3.1	Introduction	35
3.2	Caractérisation du sol	35
3.2.1	Choix du sol	35
3.2.2	Essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande	37
3.2.3	Essais triaxiaux	39
3.3	Caractérisation du matériau de soil mixing	42
3.3.1	Propriétés mécaniques du matériau de soil mixing	42
3.3.2	Caractérisation du matériau sable d'Hostun-Ciment CEM III	45
3.4	Interface sable d'Hostun/soil mixing	61
3.4.1	Caractérisation de l'interface sol/structure	61
3.4.2	Caractérisation de l'interface sable d'Hostun/soil mixing.	66
3.5	Synthèse et conclusion	69
4	Dispositif et campagne expérimentale	71

4.1	Introduction	71
4.2	Description du montage expérimental	71
4.2.1	Dispositif expérimental	71
4.2.2	Méthode de mise en place du sol	73
4.2.3	Procédure de la mise en place des colonnes	74
4.3	Test d'homogénéité – Essais Panda 2	77
4.3.1	Objectif de la réalisation des essais	77
4.3.2	Description du Panda	77
4.3.3	Essais de calibration du sable d'Hostun	79
4.3.4	Essais de pénétration dynamique	83
4.4	Synthèse et conclusion	88
5	Essais de chargement	89
5.1	Introduction	89
5.2	Essais sur une colonne de soil mixing	89
5.2.1	Comportement d'un pieu isolé sous charge verticale	89
5.2.2	Essais de chargement d'une colonne de soil mixing	92
5.2.3	Essais d'arrachement d'une colonne de soil mixing	93
5.2.4	Essais de chargement d'une colonne de soil mixing – Effet de groupe	95
5.3	Essais de chargement d'une semelle rectangulaire, Essais préliminaires	97
5.3.1	Les fondations superficielles	97
5.3.2	Détermination de la capacité portante – Méthode de superposition	98
5.3.3	Détermination de la capacité portante – Essais de chargement	99
5.3.4	Essai de chargement d'une semelle rectangulaire non renforcée – sable dense	101
5.3.5	Fondations mixtes	103
5.3.6	Essais de chargement d'une semelle rectangulaire renforcée par une colonne de soil mixing	106
5.3.7	Discussion	120

5.4	Essais de chargement sur une semelle carrée	122
5.4.1	Essai de chargement d'une semelle non renforcée	122
5.4.2	Essai de chargement d'une semelle carrée renforcée – Fondation mixte	125
5.4.3	Essai de chargement d'une semelle renforcée par quatre colonnes – Inclusions rigides	134
5.5	Synthèse et conclusion	147
6	Modélisation numérique des essais de chargement	153
6.1	Introduction	153
6.2	Modèle Drucker-Prager modifié avec cap	153
6.3	Modélisation numérique des essais de chargement	158
6.3.1	Modélisation des essais de chargement des colonnes de soil mixing	158
6.3.2	Modélisation des essais de chargement du sable dense renforcée par une colonne de soil mixing au centre – Semelle rectangulaire	161
6.3.3	Modélisation de l'essai de chargement du sable lâche renforcée par 4 colonnes de soil mixing – semelle carrée, massif homogène	162
6.4	Conclusion	164
7	Conclusion et perspectives	165
	Références bibliographiques	170
	Annexe	177

Table des figures

Figure 1 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide (Reiffsteck, 2010)	25
Figure 2 Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche (Corneil, 2007)	25
Figure 3 : Etapes de réalisation du renforcement de sol par jet grouting (Soletanche-Bachy)	26
Figure 4 : Diagramme de principe des différentes techniques de jet grouting (Reiffsteck, 2010)	27
Figure 5 : Variation du diamètre des colonnes en fonction de l'énergie du jet – Effet du type de sol (compacité) et du système de jet (Solétanche-Bachy).....	27
Figure 6 : Projet de confortement et réhabilitation de la ligne ferroviaire du RER C par jet grouting (Solétanche-Bachy).....	28
Figure 7 : Schéma de principe de renforcement par inclusions rigides (Briançon, 2004).....	29
Figure 8 : Domaines d'application du renforcement par inclusions rigides (Briançon, 2002)	30
Figure 9 : Domaines d'application de la technique de deep mixing (Probaha, 1998).....	32
Figure 10 : Classification des méthodes de soil mixing suivant le type de liant hydraulique, le mécanisme de malaxage et l'endroit du malaxage (Topolnicki, 2004)	33
Figure 11 : Outil springsol et une colonne de soil mixing excavée (cahier de spécification RUFEX).....	33
Figure 12 : Principe de mise en œuvre du soil mixing (cahier de spécification RUFEX).....	34
Figure 13 : Granulométrie du sable d'Hostun : a) Courbe granulométrique (Sibelco), b) Observation au microscope de l'angularité des grains (Berthoz, 2012)	36
Figure 14 : Comparaison entre la granulométrie du sable d'Hostun HN31 et celle du sable d'Hostun RF étudiés par d'autres auteurs	36
Figure 15 : Essais de cisaillement à la boîte sur du sable d'Hostun HN31 lâche	37
Figure 16 : Essais de cisaillement à la boîte sur du sable d'Hostun HN31 dense	38
Figure 17 : Variation de l'angle de frottement en fonction de la densité relative (Phelipot, 2000)	39
Figure 18 : Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la pression de confinement (Lancelot et al., 1996)	40
Figure 19 Evolution de l'angle de frottement interne en fonction du confinement (Gay, 2003)	40
Figure 20 : Evolution de l'angle frottement en fonction de l'angle de dilatance (Branque, 1998).....	41
Figure 21 : Evolution du Module de Young en fonction du confinement – Détermination des paramètres de la loi de puissance (Gay, 2000)	42
Figure 22 : Ordre de grandeur de la résistance du matériau de soil mixing en comparaison avec celle du sol et du béton (Ratherford, 2004)	42
Figure 23 : Evolution du module des matériaux de soil mixing en fonction de leur résistance à la compression simple (Huybrechts et Denies, 2011).....	45
Figure 24 : Composition du ciment CEM III calcia (Fiche technique du produit)	46
Figure 25 : malaxeur utilisé pour la préparation du matériau de soil mixing	47
Figure 26 : Eprouvettes de matériau de soil mixing obtenues à partir des différentes méthodes de préparation (Kitazume, 2012)	49
Figure 27 : Evolution de la résistance à la compression en fonction de temps de cure des échantillons provenant des 3 mélanges	50
Figure 28 Evolution de la résistance à la compression en fonction de temps de cure des échantillons du sable de Fontainebleau traité (Szymkiewicz, 2011)	51

Figure 29 : Evolution du rapport q_{uj}/q_{u7} en fonction du temps de cure pour : a) sable de Fontainebleau, b) le sable de Triel, c) sable de Fréjus (Szymkiewicz, 2012)	52
Figure 30 : Variation de la résistance à la compression (à gauche) et de la résistance à la traction (à droite) en fonction du dosage en ciment du sable d'Osorio traité (Consoli 2010)	52
Figure 31 : Variation de la résistance à la compression du sable d'Hostun traité en fonction du dosage en ciment.....	53
Figure 32 : Différents type d'essais de traction : A) Essai de traction indirecte ou brésilien, B) Essai de traction simple, C) Essai de traction par flexion.....	54
Figure 33 : Evolution de la résistance à la traction du sable d'Hostun traité au ciment CEM III, provenant du mélange 2 (C=15%), en fonction du temps de cure	55
Figure 34 : Echantillon de soil mixing après un essai de traction (brésilien).....	55
Figure 35 : Variation du rapport entre la résistance à la traction et la résistance à la compression avec les différents types d'essais de traction. (Kitazume et Terashi 2013).....	56
Figure 36 : Evolution de la contrainte appliquée sur un échantillon du mélange 2 à 21 jours en fonction des déformations enregistrées par les trois jauges collées sur l'éprouvette	57
Figure 37 : Préparation des échantillons : la première couche après 60 chocs - moule dans un sac en plastique avec un papier mouillé	58
Figure 38 : Méthode d'application des vibrations et de leurs détections.....	58
Figure 39 : Evolution des modules statiques et dynamiques en fonction du temps de cure	59
Figure 40 : Evolution du module de Young dynamique en fonction du dosage en ciment, pour deux sols de compacité différente (Khan, 2006)	60
Figure 41 : Evolution des modules statiques et dynamiques du béton traité en fonction de la quantité du caoutchouc ajouté au mélange (Zheng 2008).....	60
Figure 42 : Conditions aux limites dans la direction normale de l'interface (Fakharian, 2000).....	62
Figure 43 : Mécanisme d'interaction sol structure dans un sol dilatant (Bacot, 1981)	62
Figure 44 : Evolution de l'angle de frottement de l'interface en fonction de la rugosité des matériaux (Bosscher et al., 1987)	64
Figure 45 : Boîte de cisaillement directe – Colonne de SM et matériau de SM dans la demi-boîte inférieure.....	66
Figure 46 : Variation de l'effort de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour différentes charge normale. A gauche : sable lâche – A droite : sable dense.....	67
Figure 47 : courbes intrinsèques correspondant aux essais de cisaillement sable d'Hostun/soil mixing. A gauche : sable lâche – A droite : sable dense.....	68
Figure 48 : Montage expérimental – Cuve de 2m ³ de volume partagée en deux compartiments et équipée d'un servo vérin (Dhaybi et Pellet, 2012) (à gauche), Servo vérin installé sur des rails et utilisé pour appliquer la charge verticale (à droite).....	72
Figure 49 : Système de guidage sur rail profilé (gauche)- Elément de serrage et de freinage (droite) (fiche technique du produit, Schaeffler Germany).....	72
Figure 50 : Procédure de mise en place du sable d'Hostun dans la cuve (massif lâche)	73
Figure 51 : Procédure et étapes de mise en place d'une colonne de soil mixing. 1) mise en place du tube dans le sol, 2) aspiration du sable se trouvant dans le tube, 3) mise en place d'une portion du mélange de soil mixing préparé, 4) blocage du mouvement vertical du mélange puis soulèvement du tube, 5) répétition des étapes 3 et 4, 6) colonne de soil mixing installée dans le sable (résultat final) 75	75
Figure 52 : Colonne de soil mixing exhumée après 14 jours.....	76

Figure 53 : Eprouvettes surfacées provenant des colonnes de soil mixing (à gauche) – Eprouvettes après un essai de compression simple (à droite)	76
Figure 54 : Composition du pénétromètre dynamique Panda 2 (Benz 2013) – Essai Panda 2 réalisé dans la un massif de sable d'Hostun dense.....	78
Figure 55 : Pénétrogramme obtenus dans les chambres d'étalonnage du sable de l'Allier (Benz 2009)	79
Figure 56 : Pénétrogramme obtenu dans une moule d'étalonnage du sable d'Hostun – Sondage 2 ..	80
Figure 57 : Evolution de la densité sèche en fonction de la résistance en pointe q_{d0}	81
Figure 58 : Evolution de la densité sèche en fonction de la profondeur critique z_c	82
Figure 59 : Evolution de la densité sèche en fonction de la résistance en pointe q_{d1}	82
Figure 60 : Schéma d'implantation des sondages pénétrométriques de contrôle dans la cuve – Vue de dessus de la cuve expérimentale.....	83
Figure 61 : Description du système de tubage utilisée pour réaliser les sondages	84
Figure 62 : Surface du massif dense après les cinq sondages avec tubage (vue de dessus).....	84
Figure 63 : Pénétrogrammes obtenus dans le massif lâche – Evolution de la résistance en pointe en fonction de la profondeur des sondages 2 (à gauche) et 3 (à droite)	85
Figure 64 : Densité sèche en fonction de la profondeur pour les sondage 2 (à gauche) et 3 (à droite).....	86
Figure 65 : Histogramme des fréquences des densités obtenues à partir des essais Panda 2 sur le sable lâche	86
Figure 66 : Pénétrogrammes obtenus lors du contrôle du massif dense – Evolution de la résistance en pointe en fonction de la profondeur, sondages 1 (à gauche) et 4 (à droite)	87
Figure 67 : Variation de la densité sèche en fonction de la profondeur pour les sondage 1 (à gauche) et 4 (à droite).....	87
Figure 68 : histogramme des fréquences des densités obtenues à partir des essais panda 2 sur le sable dense	88
Figure 69 : Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale (Philipponat, 2002)	90
Figure 70 : Surface de rupture pour une fondation profonde suivant Mayerhof (1951).....	91
Figure 71 : Essai de chargement d'une colonne isolée dans la cuve. Charge et contrainte en tête en fonction de l'enfoncement.....	93
Figure 72 : Principe de l'essai d'arrachement d'une colonne de soil mixing installée en cuve	94
Figure 73 : Essai d'arrachement par force imposée d'une colonne isolée.....	94
Figure 74 : Essai d'arrachement par déplacement imposé d'une colonne isolée.....	95
Figure 75 : Dispositif expérimental dans un tube en acier pour les essais de chargement destinés à estimer l'effet de groupe.....	96
Figure 76 : Charge en fonction du déplacement pour des colonnes installées dans des tubes de différents diamètres. Comparaison avec un essai en cuve	96
Figure 77 : Chargement d'une fondation superficielle (Frank, 2003). Schéma (à gauche), courbe de chargement (à droite)	97
Figure 78 : Modes de rupture des fondations superficielles et courbes charge-déplacement correspondantes (Vesic, 1973).....	99
Figure 79 : Différentes méthodes de détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle à partir des essais de chargement (Cerato, 2005)	101
Figure 80 : Essai de chargement d'une semelle rectangulaire – sable dense.....	102

Figure 81 : Variation du facteur de portance N_y en fonction de la largeur de la semelle (Laperche, 1976).....	103
Figure 82 : Reprise des sollicitations verticales appliquées aux différents types de fondations	104
Figure 83 : Pression admissible sous un radier en fonction de la largeur de la fondation (Borel, 2001)	104
Figure 84 : Variation du coût de la fondation en fonction de la qualité du sol (Borel, 2001).....	105
Figure 85 : Instrumentation des essais de chargement des semelles dans la cuve. 1 : capteur de force sous le vérin, 2 : cellules de pression, 3 : capteur de force en tête de la colonne, 4 : capteurs de déplacement.....	107
Figure 86 : Détail de l'instrumentation de la tête de la colonne.....	108
Figure 87 : Charge en fonction de l'enfoncement : force totale, force en tête de la colonne et force de vérification calculée (7 jours, $D_r=68\%$).....	109
Figure 88 : Variation de la contrainte totale appliquée à la semelle et la contrainte transmise au sol en fonction du déplacement verticale (7 jours, $D_r=68\%$)	110
Figure 89 : Contribution de la colonne de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (7 jours, $D_r=68\%$).....	110
Figure 90 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête de la colonne (14 jours, $D_r=68\%$)	111
Figure 91 : Variation de la contrainte totale appliquée à la semelle et la contrainte transmise au sol en fonction du déplacement verticale (14 jours, $D_r=68\%$)	112
Figure 92 : Contribution de la colonne de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (14 jours, $D_r=68\%$).....	112
Figure 93 : Evolution de la charge verticale en fonction du déplacement du vérin de tout les essais de chargement réalisés sur du sable dense renforcé et non renforcé	114
Figure 94 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête de la colonne (7 jours, $D_r=24\%$)	115
Figure 95 : Variation de la contrainte totale appliquée à la semelle et la contrainte transmise au sol en fonction du déplacement verticale (7 jours, $D_r=24\%$)	117
Figure 96 : Contribution de la colonne de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (7 jours, $D_r=24\%$).....	117
Figure 97 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête de la colonne (14 jours, $D_r=24\%$)	118
Figure 98 : Variation de la contrainte totale appliquée à la semelle et la contrainte transmise au sol en fonction du déplacement verticale (14 jours, $D_r=24\%$)	119
Figure 99 : Contribution de la colonne de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (14 jours, $D_r=24\%$).....	119
Figure 100 : Evolution de charge verticale appliquée sur la semelle en fonction du déplacement du vertical du vérin – Synthèse de tout les essais préliminaires.....	121
Figure 101 : Evolution de la charge appliquée sur la semelle en fonction du déplacement vertical du vérin (sable lâche, $D_r=24\%$).....	122
Figure 102 : Evolution du module de sol en fonction de l'enfoncement de la semelle dans le sable	124
Figure 103 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête de la colonne (7 jours, $D_r=24\%$)	126
Figure 104 Contribution de la colonne de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (7 jours, $D_r=24\%$).....	126

Figure 105 : Schémas de la disposition des colonnes de renforcement sous la semelle. Entraxe de 21cm, distance de 7 cm entre le centre de la colonne et le bord de la semelle.....	127
Figure 106 : Vu 3D du modèle physique et de son instrumentation	128
Figure 107 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête des 4 colonnes (7 jours, Dr=24%).....	129
Figure 108 : Contribution des 4 colonnes de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (7 jours, Dr=24%).....	129
Figure 109 : Modèle de renforcement de la semelle carrée renforcée par 4 colonnes – Pointes encastrées dans un horizon porteur (5cm)	130
Figure 110 : Numéros et emplacements des capteurs de force et de déplacement utilisés lors de l'essai de chargement.....	131
Figure 111 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête des 4 colonnes (7 jours).....	132
Figure 112 : Contribution de la colonne de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (7 jours)	132
Figure 113 : évolution des charges enregistrées en tête des 4 colonnes de renforcement en fonction du déplacement du vérin (7 jours)	133
Figure 114 : évolution des déplacements enregistrés par les capteurs LVDT en fonction du déplacement imposé du vérin (7 jours)	133
Figure 115 : courbe granulométrique du sable d'Hostun HN 1/2.5 (Sibelco).....	134
Figure 116 : instrumentation du modèle physique du renforcement type inclusions rigides.....	134
Figure 117 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête des 4 colonnes (7 jours, Dr=24%, matelas de 5 cm).....	135
Figure 118 : évolution de la charge enregistrée en tête des colonnes de renforcement (7 jours, Dr=24%, matelas de 5 cm).....	136
Figure 119 : Contribution des 4 colonnes de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (7 jours, Dr=24%, matelas de 5 cm)	136
Figure 120 : Evolution des pressions enregistrées à différents endroits sous la semelle (7 jours, Dr=24%, matelas de 5 cm).....	137
Figure 121 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête des 4 colonnes (7 jours, Dr=24%, matelas de 9 cm).....	138
Figure 122 : Contribution des 4 colonnes de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (7 jours, Dr=24%, matelas de 9 cm)	138
Figure 123 : évolution de la charge enregistrée en tête des colonnes de renforcement (7 jours, Dr=24%, matelas de 9 cm).....	139
Figure 124 : Synthèse des principales approches analytiques (Dinh, 2010)	140
Figure 125 : Méthode de Carlsson (1987) à gauche – Extension de la méthode de Carlsson proposée par Van Eekelen (2003) à droite.....	141
Figure 126 : Hypothèse de la méthode de Svano (2000)	142
Figure 127 : Hypothèse de la méthode de Carlsson-Svano appliquée sur notre modèle de renforcement.....	143
Figure 128 : Variation de la charge enregistrée en tête des colonnes de renforcement en fonction de la charge totale appliquée – A gauche $H_M = 5$ cm, à droite $H_M = 9$ cm	143
Figure 129 : Effet de voûte – approche de Helwett et Randolph (1988) et de Kempfert et al. (1999)	144

Figure 130 : Modèle de voûte 3D proposé par Kempfert et al. (1999)	146
Figure 131 : Variation de la charge enregistrée en tête de la colonne de renforcement en fonction de la charge totale appliquée – A gauche $H_M = 5$ cm, à droite $H_M = 9$ cm	146
Figure 132 : variation de la charge appliquée sur la semelle en fonction du déplacement du vérin pour différents types de renforcement	150
Figure 133 : Contribution des colonnes de soil mixing dans la reprise de l'effort appliqué pour différents types de renforcement de la semelle carrée.....	151
Figure 134 : Critère d'écoulement plastique dans le plan déviatorique (Documentation Abaqus) ...	154
Figure 135 : Un modèle Drucker-Prager avec Cap: a) critère de plasticité dans le plan $p-q$, b) critère de plasticité dans le plan déviatorique.....	154
Figure 136 : Courbes d'écrouissage du sable d'Hostun en fonction de la déformation volumique pour différents états de compacité (Grzyb, 2014).....	156
Figure 137 : Modèle éléments finis axisymétrique des essais de chargement des colonnes de soil mixing dans des tubes en acier – Maillage et conditions aux limites (Grzyb, 2014).....	158
Figure 138 : Etude de l'influence de l'effet de groupe sur le comportement des colonnes de soil mixing : a) colonnes isolée ; b) $D=65$ cm ; c) $D=45$ cm ; d) $D=35$ cm ; e) $D=26$ cm (Grzyb, 2014)	159
Figure 139 : Influence du coefficient de frottement entre la paroi du tube en acier et le sol sur la courbe de chargement de la colonne de soil mixing – Tube : $D=26$ cm (Grzyb, 2014).....	160
Figure 140 : Modèle éléments finis des essais de chargement de la semelle rectangulaire renforcée par une colonne de soil mixing au centre – Maillage et conditions aux limites (Grzyb, Dhaybi et al., 2012).....	161
Figure 141 : Evolution de la charge appliquée sur semelle et la charge en tête de la colonne de renforcement en fonction du déplacement imposé – a) essai a 7 jours, b) essai a 14 jours. (Grzyb, 2014).....	162
Figure 142 : Dimensions et maillage du modèle 3D – a) renforcement type fondation mixte, sol homogène ; b) renforcement type fondation mixte, massif hétérogène.	163
Figure 143 : Evolution de la charge appliquée sur semelle et la charge en tête des colonnes de renforcement en fonction du déplacement imposé (Grzyb, 2014).	163
Figure 144 : préparation du mélange de soil mixing – Malaxage	177
Figure 145 : moules cylindrique en PVC utilisés pour la confection des éprouvettes de soil mixing (essais de compression simple)	177
Figure 146 : rupture d'un échantillon de soil mixing testé en compression simple	178
Figure 147 : boîte de cisaillement utilisée pour la détermination des paramètres d'interface sable d'Hostun/soil mixing	178
Figure 148 : centrale hydraulique utilisée pour mettre le vérin sous pression	179
Figure 149 : armoire électrique et baies informatiques pour le pilotage du vérin hydraulique.....	179
Figure 150 : Système d'acquisition des données utilisé lors des essais de chargement.....	180
Figure 151 : système de guidage sur rails permettant le positionnement du vérin	180
Figure 152 : système mis en place lors des essais de chargement permettant la rotation de la semelle – capteur de force sous le vérin	181
Figure 153: instrumentation de la tête de la colonne de soil mixing ainsi que semelle – essai de chargement d'une semelle rectangulaire renforcée par une colonne au centre	181
Figure 154: Capteur de contrainte KYOWA BEC-A (d'après la documentation technique KYOWA)... ..	182
Figure 155: enfoncement d'une semelle suite à un essai de chargement – semelle rectangulaire, sable dense	182

Figure 156 : outil utilisé pour la mise en place des colonnes de soil mixing.....	183
Figure 157 : vérification du niveau des têtes des colonnes	183
Figure 158 : mise en place des capteurs de force en têtes des colonnes de renforcement.....	184
Figure 159 : vérification de l'horizontalité de la semelle avant la réalisation des essais de chargement	184
Figure 160 : essai de chargement d'une semelle renforcée – capteur de force entre la semelle et le vérin, 3 capteurs de déplacement aux coins de la semelle.....	185

1 Introduction

Avec l'augmentation de la densité de la construction dans les régions urbaines où la surface constructible manque, les zones dont le sol est de mauvaise qualité sont de plus en plus recherchées. Pour ces raisons, le renforcement de sols en place demeure un secteur d'activité important dans le domaine de la géotechnique. Il vise à améliorer les qualités mécaniques du sol en augmentant sa résistance, en réduisant sa perméabilité et en contrôlant sa déformabilité. Plusieurs possibilités sont envisageables telles que la densification, le traitement par des liants hydrauliques et l'incorporation dans le sol des structures de renforcement. L'intérêt est alors de trouver des solutions fiables, sans danger, peu coûteuses, et rapides à mettre en œuvre. D'un autre côté, le développement de l'activité humaine impose sur beaucoup d'ouvrages existants, une augmentation des charges appliquées et des vibrations excessives, ce qui raccourcit leurs durées de vie.

Alors que beaucoup de techniques de renforcement conduisent à des travaux onéreux et difficiles à maîtriser, telle que le jet grouting, le soil mixing est une technique qui permet de renforcer le sol d'une manière simple, maîtrisable et rapide. Elle permet d'améliorer les caractéristiques du sol meuble, en mélangeant le sol sur place avec un liant.

Initialement développée au Japon, cette technique trouve un très vaste domaine d'application comme le confinement des sols pollués, le soutènement des fondations et le renforcement des sols sous les remblais. En appliquant cette méthode de renforcement, on crée dans le sol un matériau ayant les caractéristiques mécaniques comprises entre le sol et le béton. Nombreux sont les chercheurs qui ont étudié les caractéristiques mécaniques du matériau de soil mixing (Topolnicki, 2004 ; Probaha, 1998 ; Terashi, 1997), mais le comportement des structures renforcées par le matériau de soil mixing reste toujours un objet de recherche, vu le manque de recommandation concernant ce type d'ouvrage.

Le présent travail fait partie intégrante du projet national FUI RUFEX qui vise à l'étude du comportement des fondations superficielles de bâtiments ou d'ouvrages d'art ainsi qu'à celles des voies ferroviaires renforcées par des colonnes de soil mixing. Cette thèse constitue une contribution à l'étude du comportement du sable traité, ainsi que le comportement des fondations renforcées par des colonnes à module mixte. Pour ces raisons, un modèle réduit a été conçu dans le but de réaliser une analyse phénoménologique par modélisation physique. Il permettra de mettre en évidence les différents facteurs agissant sur la contribution des colonnes de soil-mixing dans l'augmentation de la capacité portantes des fondations et la réduction de leurs tassements.

Ce mémoire est composé de cinq chapitres qui présentent tous les travaux réalisés dans le cadre de cette étude.

Le premier chapitre présente le contexte des différentes méthodes de renforcement de sol et met l'accent sur l'intérêt et les avantages de la technique de soil mixing ainsi que sur le contexte du projet de recherche RUFEX.

Le deuxième chapitre concerne le choix et l'étude des matériaux utilisés dans le modèle physique. Il s'agit d'une présentation des caractéristiques du sable d'Hostun, de la formulation du matériau de soil mixing ainsi qu'une étude des propriétés mécaniques du sable traité au ciment. Ce chapitre présente aussi les résultats des essais de cisaillement réalisés dans le cadre de cette étude et permettant d'obtenir les propriétés de l'interface sable d'Hostun/soil mixing.

Le troisième chapitre présente la campagne expérimentale conçue, la méthode de mise en place du sable d'Hostun pour créer le massif de sol ainsi que le protocole d'installation des colonnes de soil mixing dans le sol. Dans ce chapitre on étudie, à l'aide des essais de pénétration dynamique Panda 2, l'état d'homogénéité de notre sol afin de valider l'efficacité de notre méthode de mise en place de sol et de vérifier sa compacité.

Le quatrième chapitre concerne les essais de chargement réalisés dans le cadre de cette étude. Il est partagé en trois parties :

- Les essais de chargement des colonnes de soil mixing isolées ainsi que l'effet de groupe sur leur comportement.
- Les essais de chargement type fondation mixtes qui visent à l'étude de l'influence de la densité du sol et de l'âge de la colonne de renforcement sur le comportement des fondations renforcées par une seule colonne.
- Les essais de chargement des fondations renforcées par quatre colonnes de soil mixing. Dans cette partie, différentes configurations de renforcement ont été testées telle que les fondations mixtes, inclusions rigide ainsi que l'effet de la présence d'un horizon porteur.

Le dernier chapitre présente les modèles numériques développés dans le cadre du projet RUFEX ainsi que la corrélation entre les résultats expérimentaux obtenus précédemment et la modélisation numérique.

2 Méthodes de renforcement du sol

De nos jours, l'industrie de la construction est souvent confrontée à la problématique de la qualité géotechnique des terrains disponibles. La forte compressibilité de beaucoup de ces sols impose alors la nécessité de développer des techniques de renforcement permettant de rendre ces terrains utilisables. Ceci pour prévenir la construction dans un environnement qui risque de présenter deux aspects (Chevalier, 2008) :

- Des tassements absolus et/ou différentiels très importants.
- Des temps de tassement potentiellement très longs (jusqu'à plusieurs années).

Il existe de nombreuses méthodes utilisées pour renforcer les sols de mauvaise qualité. Le Tableau 1 dresse l'inventaire des méthodes permettant de réduire les tassements des remblais édifiés sur sols compressibles. La fiabilité, les contraintes et la rentabilité du renforcement varient suivant la méthode utilisée.

Technique	Données nécessaires	Contrainte	Fiabilité	Commentaires
Préchargement	Compressibilité Perméabilité	Temps nécessaire	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Lent Peu cher
Préchargement avec drains verticaux	Compressibilité Perméabilités verticales et horizontales	Plus rapide	Plus flexible	Rapide Relativement cher
Remplacement du sol	Epaisseur de la couche	Mise en dépôt du sol Nouveau matériau	Bonne en cas de remplacement total	Rapide Cher
Colonnes ballastées, colonnes de sable compacté	Résistance et déformabilité du sol	Equipements Plot expérimental	Bonne après analyse de plots expérimentaux	Cher Rapide
Dalle sur pieux	Résistance du sol		Bonne	Très cher
Electro-osmose et injection	Propriétés chimico-physiques Compressibilité Perméabilité	Destruction des électrodes Alimentation électrique	Incertaine	Très cher
Remblai léger	Compressibilité Perméabilité	Protection du matériau léger	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Cher
Remblai sur inclusions rigides	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide
Colonnes de jet grouting	Résistance et déformabilité du sol		Bonne	Cher Rapide

Tableau 1: Principales méthodes de renforcement de sols de fondation pour l'édification des remblais (Jenck, 2005)

2.1 Colonnes ballastées

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement du sol et compactés par passes successives. Ces colonnes ne comportent aucun liant sur toute leur profondeur. Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée. Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter.

Le procédé est adapté pour traiter les sols présentant des caractéristiques mécaniques faibles à très faibles (sables limoneux, argiles, limons, remblais hétérogènes...), mais il doit être exclu dans les sols présentant un caractère évolutif (matériaux organiques, tourbes...) dans lesquels l'étreinte latérale autour des colonnes n'est pas garantie à long terme. La réalisation des colonnes ballastées se fait suivant deux différentes techniques :

- Par voie sèche : On utilise le lançage à l'air.
- Par voie humide : On utilise le lançage à l'eau.

Le choix de l'outil et de la méthode de réalisation des colonnes dépend de la nature et de l'état de saturation du sol, des caractéristiques du matériau d'apport ainsi que du domaine d'utilisation du terrain renforcé. Les matériaux d'apport doivent donc être de qualité et de granulométrie contrôlée et doivent être les plus homogènes possibles (graves naturelles, roulées ou concassées).

Notons que la technique des colonnes ballastées est pénalisante en termes de moyens de surface. Elle nécessite un apport de matériaux de ballaste ainsi qu'un apport d'eau, ce qui génère parallèlement, une nécessité d'emprise suffisante pour l'atelier en surface.

2.1.1 Colonnes ballastées par voie humide

La réalisation des colonnes par voie humide consiste à saturer le sol dans la zone du renforcement et à faire descendre un outil vibreur. La saturation du sol ainsi que les vibrations générées provoquent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol. Cela permet à l'outil de s'enfoncer dans le sol sous l'effet de son poids propre.

Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte, le lançage à eau est réduit, de telle façon que l'espace annulaire autour du vibreur et ses extensions reste ouvert grâce à la pression hydrostatique. Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place sont bien évacuées à l'extérieur du trou.

En remontant et en redescendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives jusqu'à la surface, le matériau d'apport est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée.

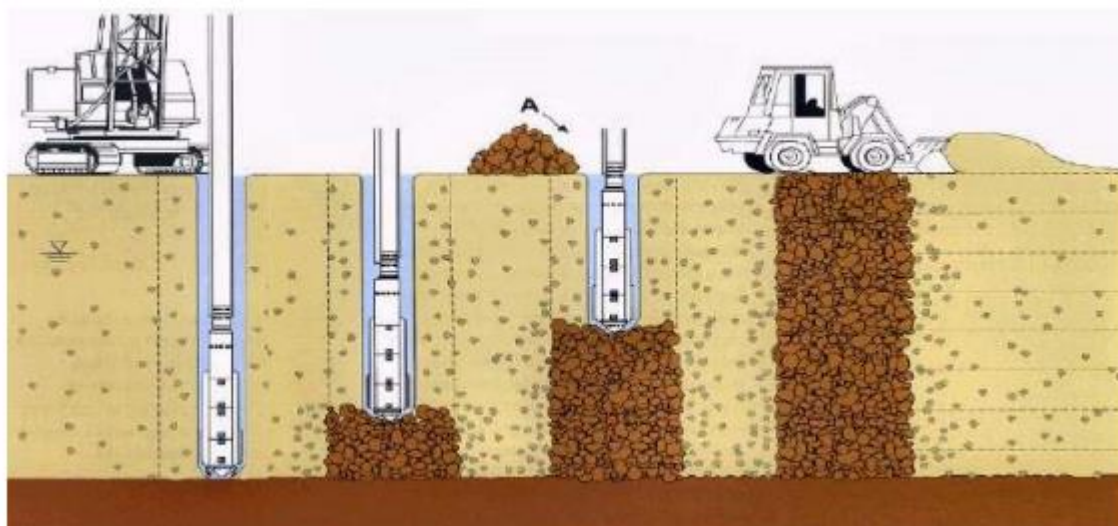


Figure 1 : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide (Reiffsteck, 2010)

2.1.2 Colonnes ballastées par voie sèche

Dans le cas de la réalisation des colonnes par voie sèche, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie. Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil. Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Le vibreur redescend pour expander le matériau latéralement dans le sol et le compacter. La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu.

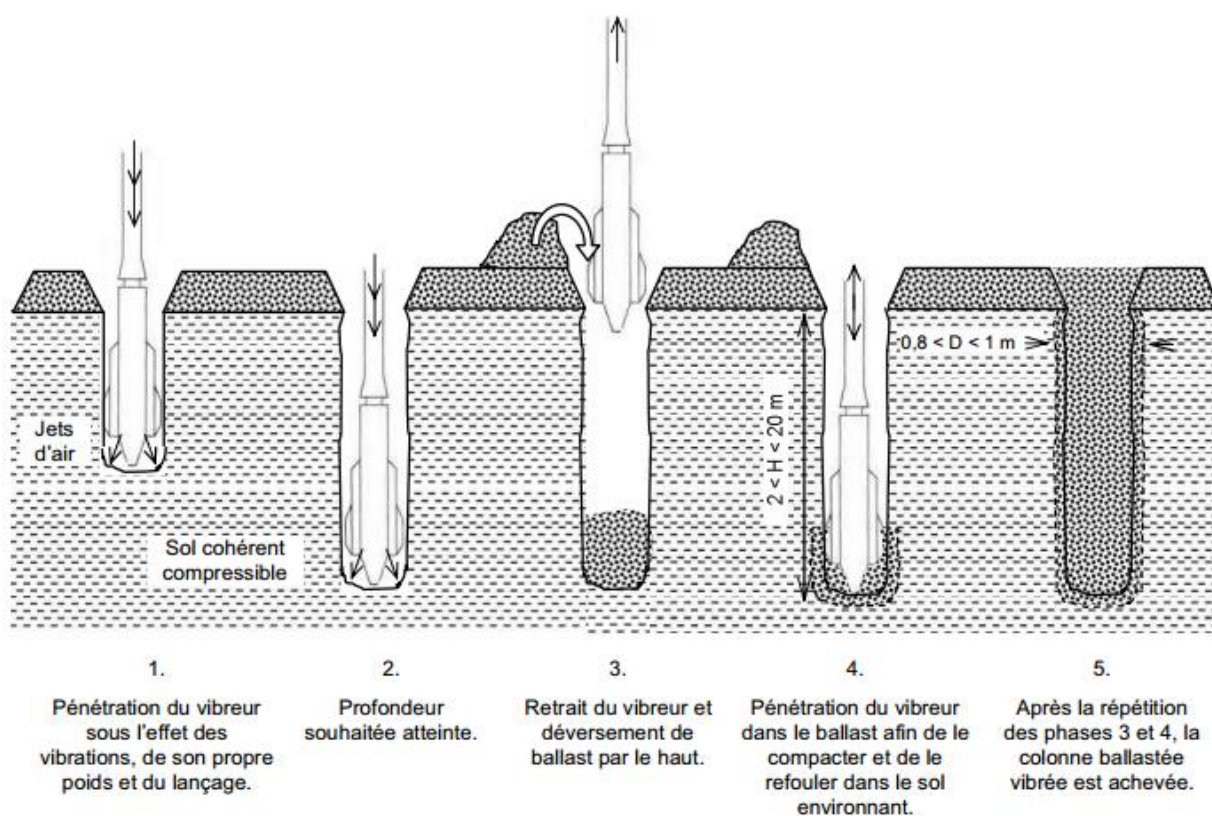


Figure 2 Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche (Corneil, 2007)

2.2 Jet-grouting

Le traitement des sols par jet-grouting est une technique de renforcement de sol qui est née dans les années 50 au Royaume-Uni. La présence d'un substratum très profond rend l'ancrage des fondations difficile et coûteux. Il s'agit donc d'un procédé de mélange hydrodynamique permettant de former un béton de sol et d'ancrer les fondations dans la couche superficielle qui surplombe le substratum et qui a, en général, de moins bonnes caractéristiques mécaniques.

Afin d'appliquer la technique du jet grouting, il faut faire appel à trois phénomènes physiques :

- La déstructuration du terrain en profondeur en utilisant un jet rotatif à haute pression et à très grande vitesse dans le forage.
- L'extraction d'une partie du terrain vers la surface par des fluides de jetting.
- L'incorporation d'un liant apporté par le coulis permettant d'obtenir en profondeur une structure de renforcement ayant des caractéristiques mécaniques supérieures à celles du sol en place.

En premier lieu, il est nécessaire de réaliser un forage de 100 à 200 mm de diamètre sur la hauteur à traiter. Ce forage permet à l'outil d'injection (moniteur) d'arriver à la profondeur déterminée au préalable. La mise en rotation de l'outil vient en deuxième lieu en diffusant le coulis à une très haute pression (plusieurs dizaines de MPa). La remontée progressive du moniteur permet le traitement du sol sur la hauteur désirée en créant des colonnes de sol traité. Un excès du mélange sol-ciment doit nécessairement être évacué pendant la montée de l'outil afin d'éviter de créer un désordre au voisinage de la structure.

Le résultat final dépend de plusieurs paramètres reliés non seulement aux caractéristiques mécaniques du sol traité mais aussi du protocole du grouting, du dosage en ciment ainsi que du type de liant utilisé.

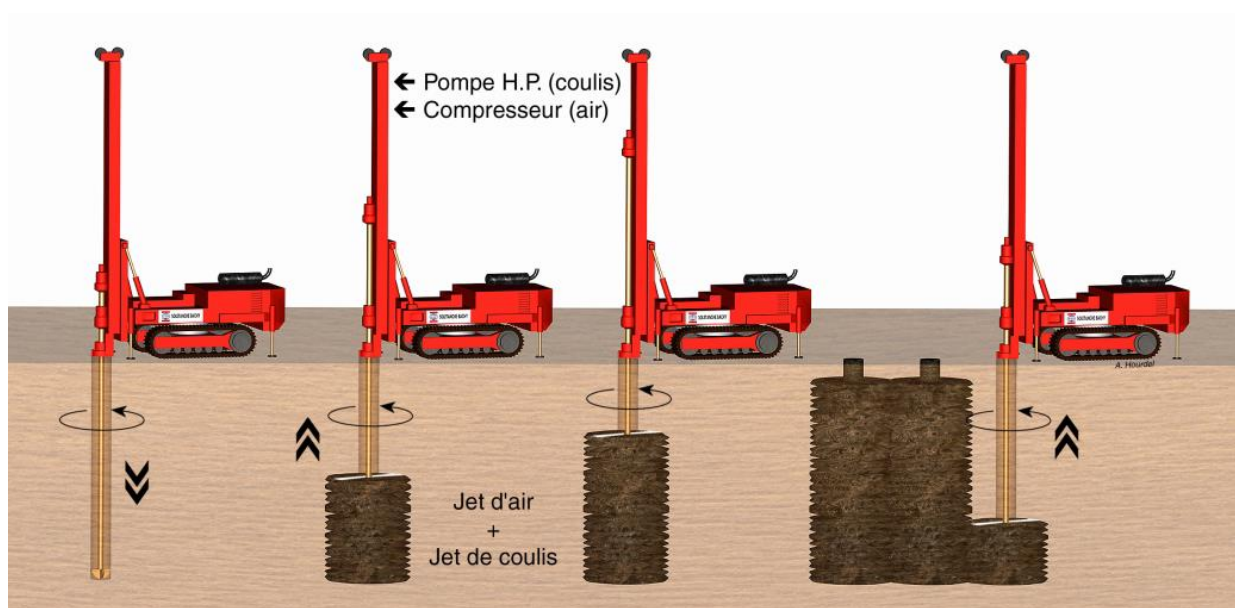


Figure 3 : Etapes de réalisation du renforcement de sol par jet grouting (Soletanche-Bachy)

Cette technique de renforcement peut être appliquée selon trois variantes (Figure 4) :

- Le simple jet est tout simplement de l'injection du coulis sous pression. Le jet-coulis est alors le seul qui assure les fonctions de déstructuration, d'extraction et d'incorporation. Le frottement entre l'outil et le sol provoque alors une perte de l'énergie cinétique et réduit ensuite l'efficacité du renforcement.
- le double jet consiste à injecter sous pression le coulis et de l'air aussi. Ceci permet de créer une enveloppe protectrice d'air qui englobe le coulis et favorise le rendement du traitement. Cela implique une réduction de l'énergie nécessaire pour réaliser le renforcement.
- Le triple jet qui est la combinaison air-eau. Dans ce cas, la déstructuration et l'extraction se font séparément de la phase d'incorporation par un jet d'eau et d'air.

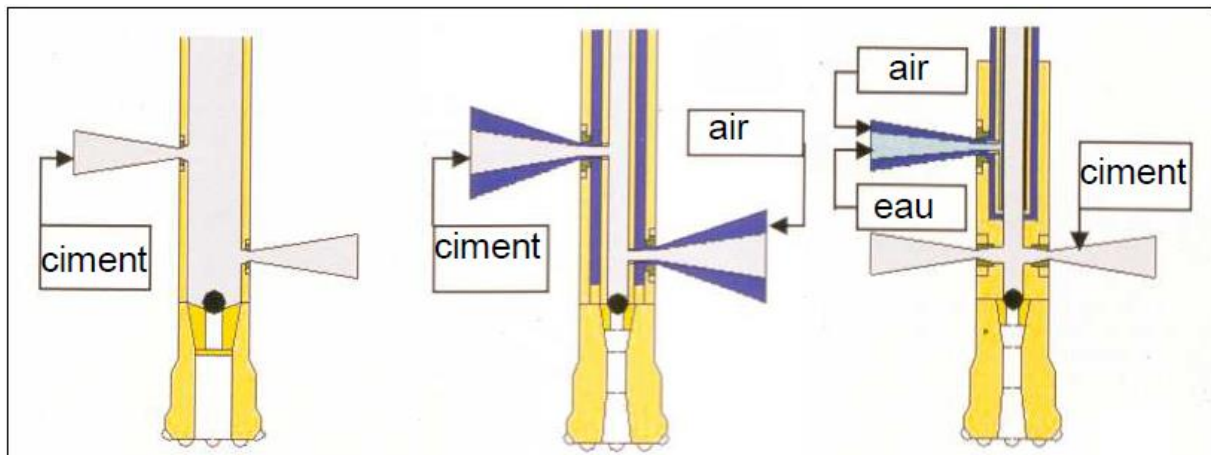


Figure 4 : Diagramme de principe des différentes techniques de jet grouting (Reiffsteck, 2010)

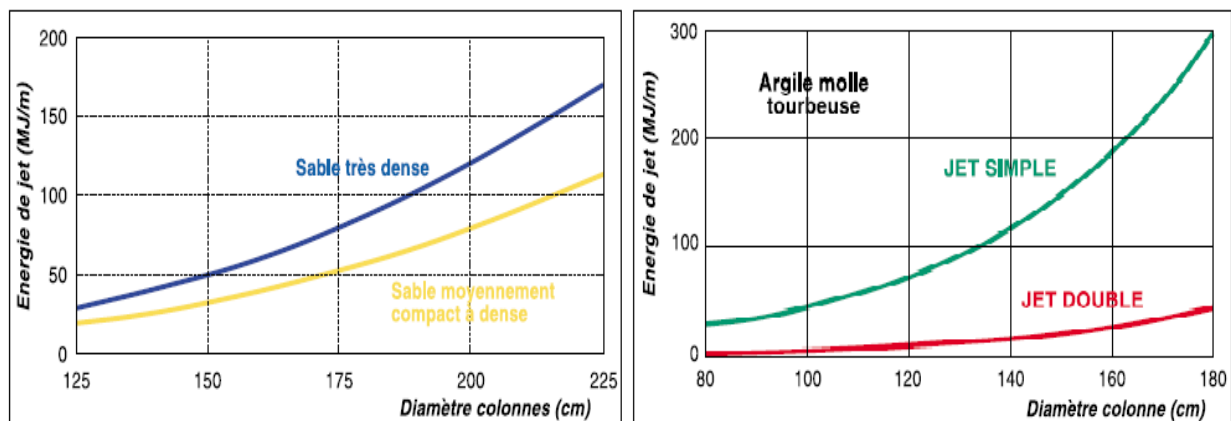


Figure 5 : Variation du diamètre des colonnes en fonction de l'énergie du jet – Effet du type de sol (compacité) et du système de jet (Solétanche-Bachy)

L'application de cette technique de renforcement est assez vaste. Solétanche-Bachy, qui utilise et développe cette technique, l'a appliquée à divers travaux comme le renforcement d'une dalle en béton dans la musée du Louvre, le soutènement des talus sur l'autoroute urbaine du sud de Nice, le renforcement de tunnels du RER C à Paris et beaucoup d'autres applications en infrastructure.

Le jet-grouting est une technique de « précaution » qui assure de manière indiscutable la stabilité de l'ouvrage. Toutefois certains points négatifs sont à relever :

- Comme la plupart des techniques nécessitant un forage, il y a un risque de déviation de l'axe de forage dû à la non-homogénéité des sols,
- Dans les sols pulvérulents, il est nécessaire de stabiliser les parois à l'aide d'une boue de forage de type bentonite,
- Le matériel de forage doit être performant et notamment pour l'utilisation de la variante triple jet, permettant une dissociation des phases de déstructuration et d'injection,
- La récupération des fluides de jetting créés lors du traitement nécessite des moyens de prise en charge de ces matériaux à la surface pour leur évacuation,
- Cette technique présente beaucoup de pertes au niveau de l'injection,
- Le fût des colonnes formées dans le sol n'est jamais régulier. Le sol n'est jamais parfaitement homogène, et le coulis injecté sous pression part parfois dans les zones ayant un plus faible confinement (Figure 6).

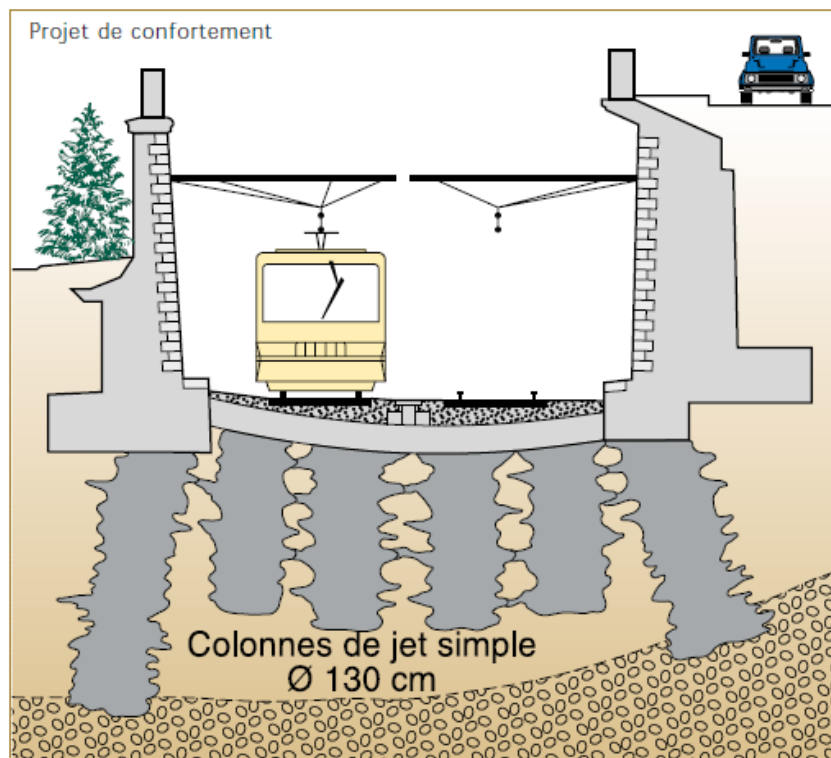


Figure 6 : Projet de confortement et réhabilitation de la ligne ferroviaire du RER C par jet grouting (Solétanche-Bachy)

2.3 Inclusions rigides

Le renforcement de sols compressibles par inclusions rigides est une technique développée dans les années 1970. Depuis une quinzaine d'année, cette technique est devenue courante en France afin de remplacer beaucoup d'autres techniques traditionnelles qui sont longues et coûteuses telle que le pré-chargement, le remplacement de sols, etc. Cette technique est basée sur le principe de transmission de charge à travers des inclusions vers un horizon porteur et ceci afin d'améliorer la portance du sol de mauvaise qualité et de réduire les tassements excessifs.

Le principe de cette technique de renforcement est basé sur trois éléments principaux qui résument son fonctionnement (Figure 7):

- Les inclusions rigides installées dans le sol compressible qui développent des efforts de frottement le long du fût de l'inclusion ainsi que des efforts en pointe. La possibilité de coiffer les inclusions par de petites dalles permet d'optimiser l'efficacité de cette technique.
- Le matelas de transfert de charge permettant d'assurer le mécanisme de répartition de charges et la transmission des efforts jusqu'aux têtes des inclusions.
- La nappe de géosynthétique permet d'augmenter les efforts pris en charge par les inclusions. Le tassement différentiel entre le sol du matelas granulaire et la tête des inclusions met cette nappe en tension, ce qui favorise l'efficacité des inclusions due au report de charge par effet membrane.

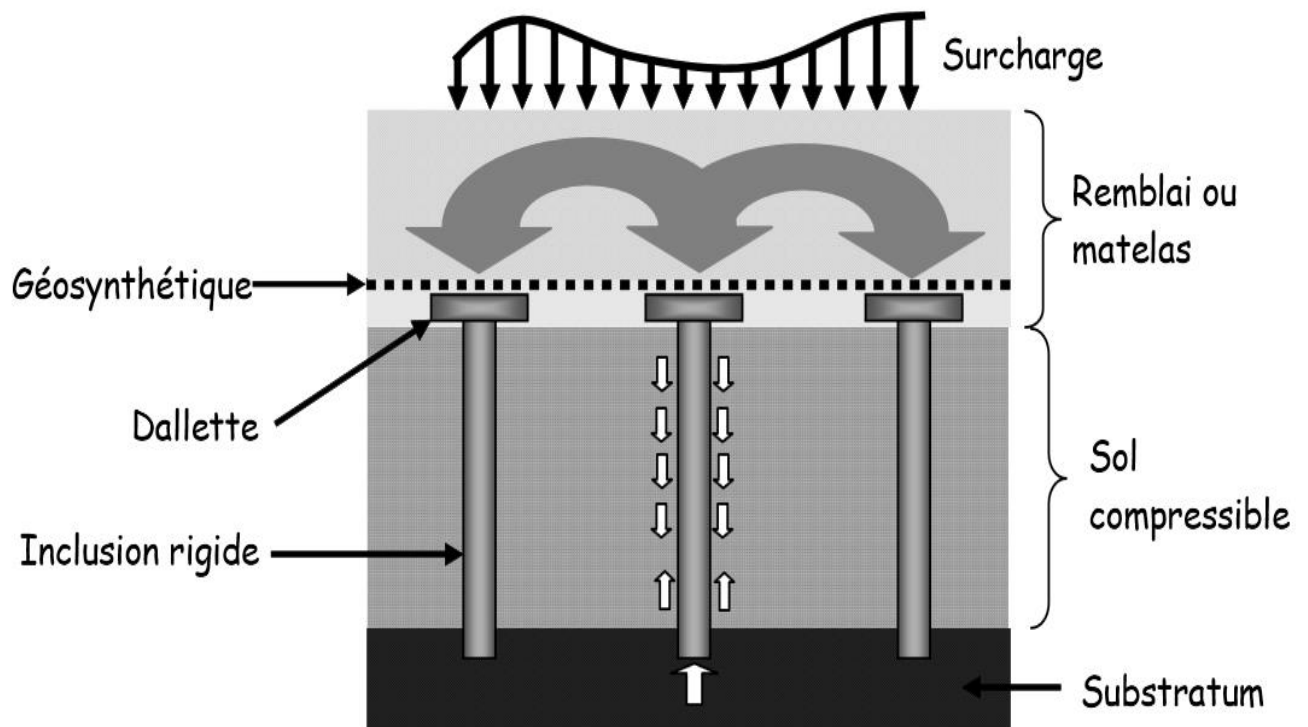


Figure 7 : Schéma de principe de renforcement par inclusions rigides (Briançon, 2004)

Cette technique de renforcement présente de nombreuses applications qui sont assez variées. Divers exemples que l'on trouve dans la littérature mettent en valeur l'intérêt de cette technique :

- Renforcement des dallages et des plates-formes industrielles et commerciales.
- Renforcement des réservoirs de stockage et des ouvrages de stations d'épuration.
- Renforcement des remblais d'accès aux ouvrages d'arts, permettant de réduire les tassements différentiels entre la voie et la culée.
- Renforcement des voiries et des remblais ferroviaires.

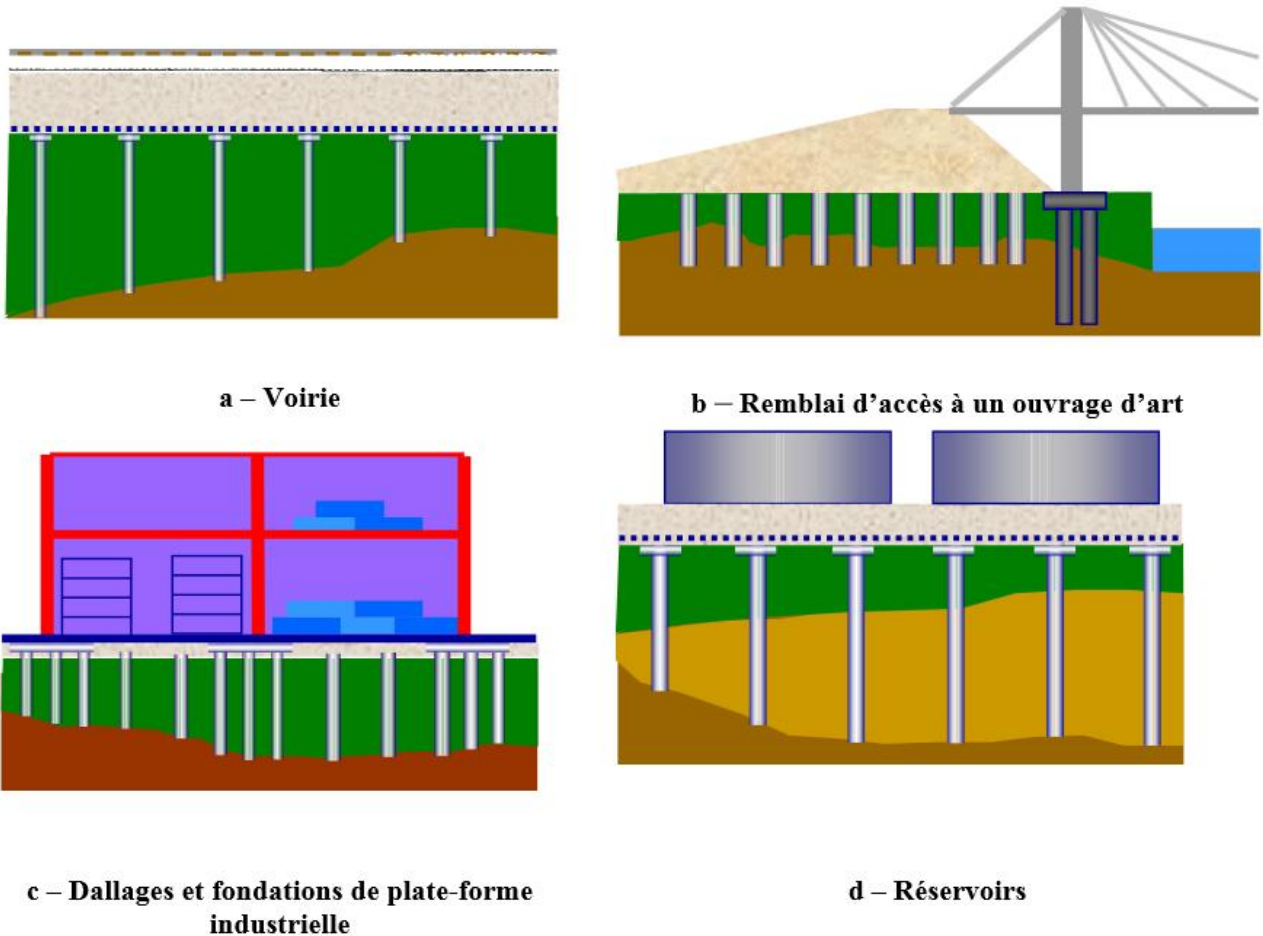


Figure 8 : Domaines d'application du renforcement par inclusions rigides (Briançon, 2002)

2.4 Soil mixing

Créée dans les pays scandinaves et au Japon pendant les années soixante, la technique de soil mixing est utilisée comme une méthode de traitement de sol permettant d'améliorer ses caractéristiques mécaniques et environnementales. Il s'agit de mélanger mécaniquement le sol sur place avec un liant hydraulique en utilisant un outil approprié (Probaha 1998). Cette méthode de renforcement de sol présente de nombreux avantages qui font qu'elle est en plein essor depuis le début années 1990. En effet, cette technique ne nécessite pas d'avoir à gérer de déblais et de mise en décharge, ce qui la rend plus économique et écologique.

De plus, cette technique est polyvalente, vu qu'elle peut être utilisée pour la stabilisation des pentes, la réalisation de parois étanches ainsi que le renforcement des terrains (Szymkiewicz, 2011).

2.4.1 Caractéristiques du soil mixing

Dans son état de l'art, Probaha (1998) présente les différentes caractéristiques du soil mixing qui constituent des atouts pour que cette méthode de renforcement prenne le dessus sur beaucoup d'autres conventionnelles. Parmi ses avantages, on peut citer :

- La rapidité de la construction des structures de renforcement,
- La possibilité de calibration des caractéristiques mécaniques du renforcement en contrôlant le dosage en ciment et en le choisissant d'une manière à ce qu'il convienne aux exigences des projets,
- La fiabilité et la précision au niveau des outils de soil mixing permettent de créer des éléments ayant des formes géométriques maîtrisables et homogènes,
- La variabilité des domaines d'application du soil mixing allant du renforcement des structures jusqu'au traitement des sols pollués, rend cette technique très attractive,
- L'utilisation efficace des ressources est un atout majeur de cette technique. Le soil mixing permet l'utilisation du sol existant sur place sans avoir recours au transport des matériaux granulaires.
- La technique de soil mixing est considérée comme écologique. Elle produit peu de déblais, de faible nuisance sonore en comparaison avec beaucoup d'autres techniques de renforcement, ainsi que peu de vibration.

2.4.2 Domaines d'application

L'utilisation de la technique de soil-mixing connaît globalement deux champs d'applications principaux :

- Le soil-mixing de surface, ou Shallow Soil-Mixing (SSM), consiste en la création d'une couche de forme pour les routes ou les plateformes d'aéroport. Le procédé diminue la plasticité générale du sol et facilite le compactage des engins de chantier.
- Le soil mixing profond ou « Deep soil mixing », consiste à créer des éléments de soil mixing en profondeur sans aucun remaniement de matériaux après avoir été mis en place (maturation et durcissement du mélange in-situ).

Dans le cadre de notre étude on s'intéresse plutôt au «deep mixing », dont l'utilisation est assez variée. Cette technique peut être considérée comme un bon moyen pour renforcer les fondations, stabiliser les pentes, confiner des sols pollués, etc. (Figure 9).

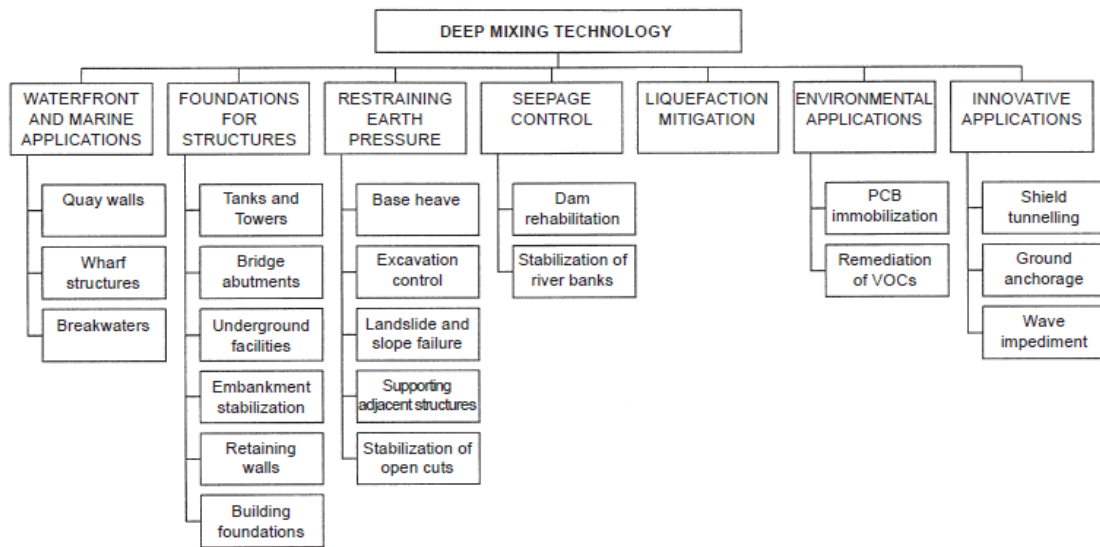


Figure 9 : Domaines d'application de la technique de deep mixing (Probaha, 1998)

2.4.3 Méthodes et outils

La méthode de soil mixing consiste à créer un mélange de sol, d'eau et d'un liant afin d'obtenir un matériau pouvant durcir dans le temps et monter en caractéristiques mécaniques. Lorsque la teneur en eau sur place est supérieure à la limite de plasticité du sol, le liant hydraulique est injecté par voie sèche sans apport d'eau. Cependant, lorsque la teneur en eau naturelle du sol est inférieure à la limite de plasticité du sol, il y aura une injection de coulis contenant un mélange d'eau et de liant. Topolnicki (2004) présente dans son étude une classification des différentes méthodes de soil mixing in situ (Figure 10).

Solétanche Bachy a développé un outil permettant de renforcer les fondations existantes par soil mixing (Figure 11). Il s'agit de l'outil springsol qui est repliable et qui peut être introduit dans un tubage de faible diamètre et qui se déploie dès qu'il dépasse la zone superficielle requise (radier, ballast, etc.). Le renforcement se fait suivant les démarches suivantes :

- Choix de la zone à renforcer et la mise en place de l'outil,
- Mise en rotation de l'outil suivie par son enfoncement dans le sol jusqu'à une profondeur prédéfinie en déstructurant le sol à renforcer.
- Une fois l'outil arrivé à la bonne profondeur, les bras de l'outil s'ouvrent pour que son diamètre passe de 12 cm à 40 cm ou 60 cm suivant le type de l'outil.
- La remontée de l'outil sera accompagnée par l'injection d'un liant hydraulique. L'injection peut se faire par voie sèche ou humide suivant l'état hydrique du sol traitée et la position de la nappe phréatique.
- L'injection du coulis et la rotation de l'outil permettent de mélanger le sol sur place avec le liant. En remontant l'outil, cette technique assure la création d'une colonne de soil mixing qui, après durcissement, aura des caractéristiques mécaniques largement supérieures à celles du sol sur place.

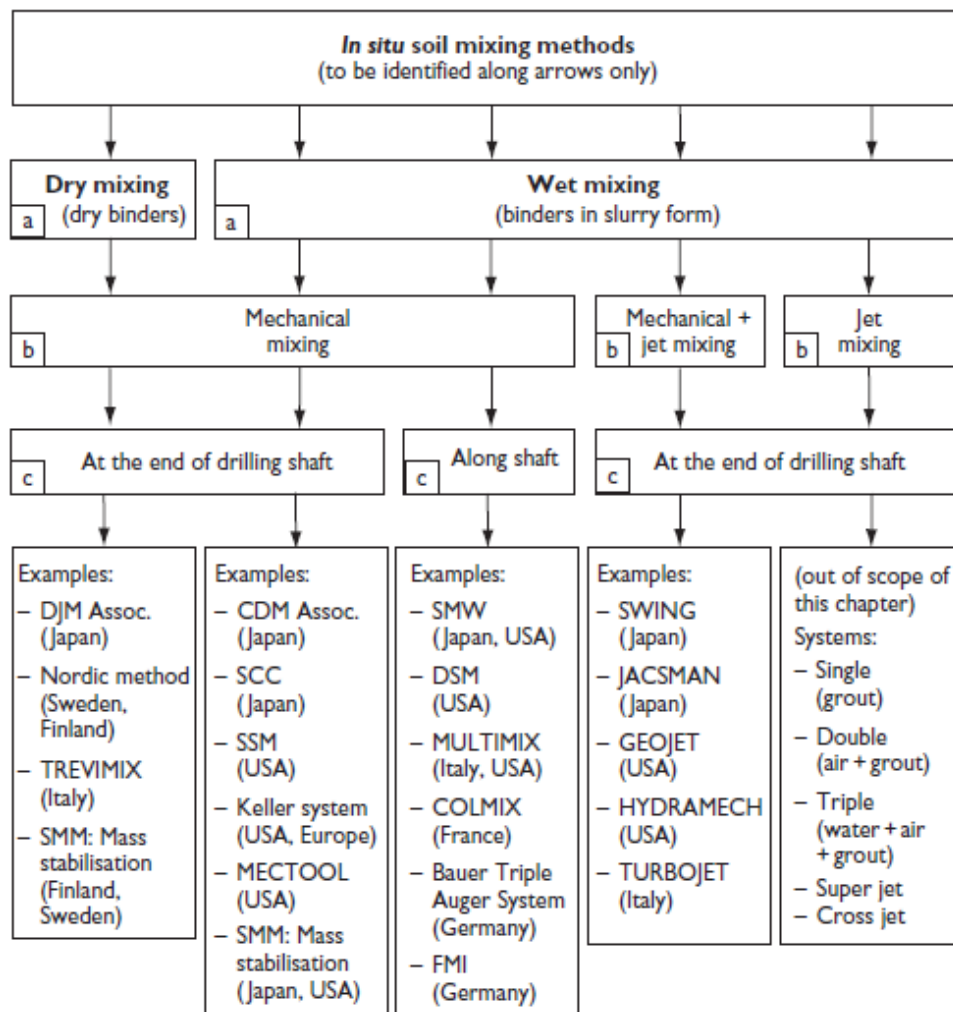


Figure 10 : Classification des méthodes de soil mixing suivant le type de liant hydraulique, le mécanisme de malaxage et l'endroit du malaxage (Topolnicki, 2004)



Figure 11 : Outil springsol et une colonne de soil mixing excavée (cahier de spécification RUFEX)

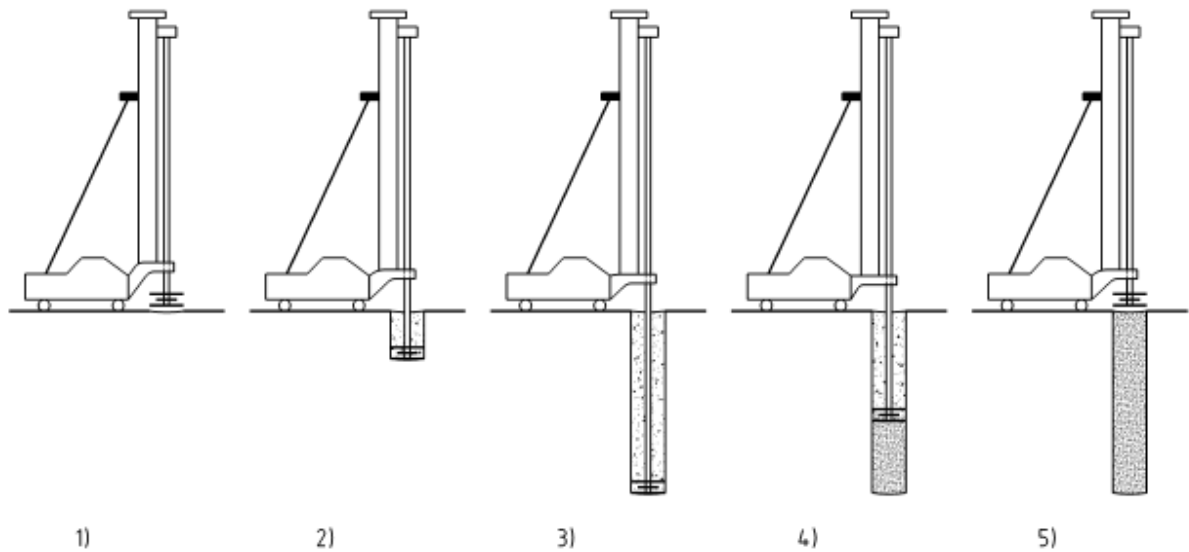


Figure 12 : Principe de mise en œuvre du soil mixing (cahier de spécification RUFEX)

2.5 Conclusion

Les méthodes de renforcement présentées permettent d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols traités. Chaque technique présente ses avantages et ses inconvénients en termes de portance, de nuisance sonore, de contrainte, de fiabilité et de coût.

Alors que beaucoup de techniques, comme le jet grouting, présentent beaucoup de perte en termes de matières premières ou en termes de formes géométriques irrégulières, le soil mixing utilise le sol sur place et ne nécessite que l'apport du liant. En revanche, les structures de renforcement par soil mixing présentent des formes géométriques régulières, strictement liées à la forme de l'outil de malaxage.

D'un autre côté, le renforcement des remblais par des inclusions rigides induit une forte augmentation de la capacité portante. Les pieux de renforcement, étant en béton, présentent de meilleures caractéristiques mécaniques par rapport aux colonnes obtenues par soil mixing. Contrairement au soil mixing, le renforcement par inclusions rigides est une technique qui coûte chère qui ne peut pas être appliquée pour renforcer des structures existantes.

3 Caractérisation des matériaux et étude de l'interface sable d'Hostun/Soil mixing

3.1 Introduction

Le comportement des fondations renforcées par des inclusions ne dépend pas seulement du modèle de renforcement, du nombre d'inclusions et des dimensions des fondations, mais aussi des caractéristiques mécaniques du sol et des colonnes de renforcement.

Dans cette partie de notre étude, on cherche à choisir et à caractériser proprement les éléments qu'on utilisera ultérieurement dans nos essais de chargement:

- Choix du sol et caractérisation physique et mécanique (granulométrie, angle de frottement, angle de dilatance, module de Young, etc).
- Formulation du matériau de soil mixing.
- Caractérisation mécanique du matériau de soil mixing (résistance à la compression, résistance à la traction, module statique, module dynamique, etc).
- Détermination des caractéristiques d'interface entre le matériau de soil mixing formulé et le sol utilisé.

Ces résultats permettront alors de mieux comprendre le comportement des fondations renforcées et non renforcées lors de nos essais de chargement. D'un autre côté, ils permettent d'alimenter le modèle numérique développé par Grzyb (2012) dans le cadre du projet RUFEX en fournissant les paramètres liés au sol, au matériau de soil mixing ainsi que ceux de l'interface.

3.2 Caractérisation du sol

3.2.1 Choix du sol

Dans le but de rendre la maîtrise de nos essais plus fiable et de réduire les incertitudes liées à la mise en place du sol, en particulier son homogénéité et son état hydrique, le sable d'Hostun HN31 a été choisi. Comme son nom l'indique, il provient de la carrière d'Hostun, dans le département de la Drôme. Il est commercialisé sous huit classes granulométriques différentes couvrant une plage de 40 μm jusqu'au 5 mm.

Le sable d'Hostun est abondamment décrit dans la littérature, il est devenu une référence dans de nombreux laboratoires en France. Antérieurement dénommé « sable d'Hostun RF », Il possède des grains anguleux et une granulométrie s'étalant de 0.16 à 063 mm (Figure 13). Il s'agit donc d'un sable moyen selon les classifications géotechniques.

Sachant que la composition minéralogique du sable d'Hostun HN 31 et le sable d'Hostun RF est identique, on cherche à vérifier si leur granulométrie est la même aussi. Combe (1998) a réalisé une étude granulométrique sur le sable d'Hostun de référence. En comparant ses résultats avec ceux du sable d'Hostun HN31, on trouve une bonne similarité (Figure 14). Cela nous permet alors d'utiliser de nombreux résultats d'essais réalisés sur le sable d'Hostun RF, permettant ainsi de déterminer ses caractéristiques mécaniques.

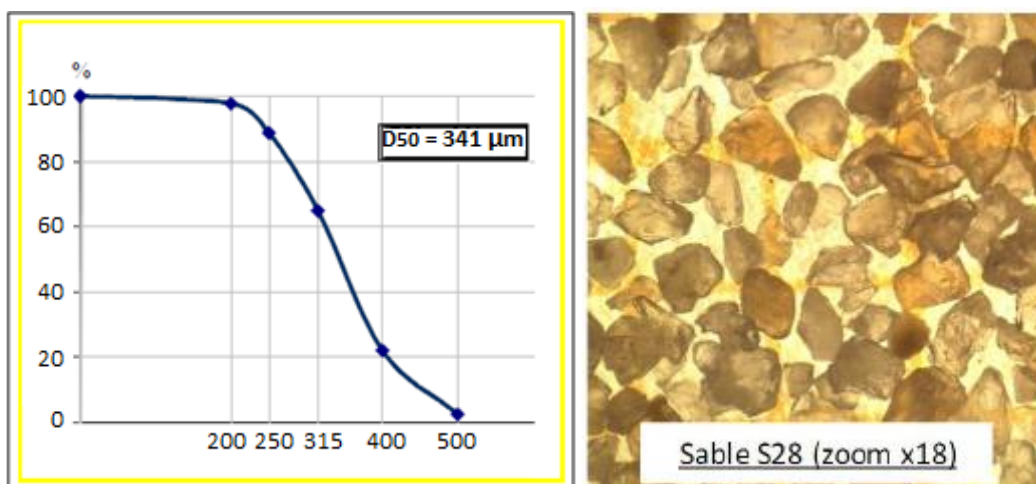


Figure 13 : Granulométrie du sable d'Hostun : a) Courbe granulométrique (Sibelco), b) Observation au microscope de l'angularité des grains (Berthoz, 2012)

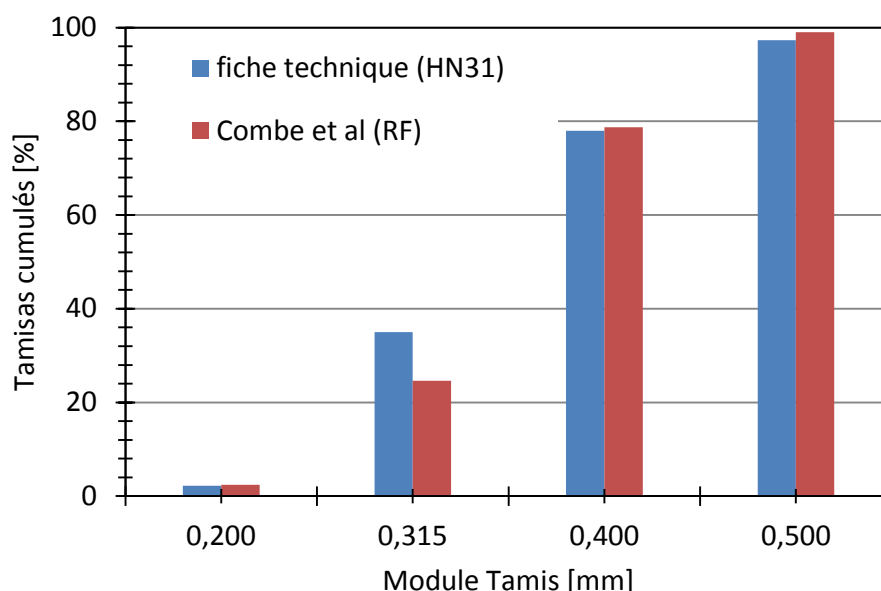


Figure 14 : Comparaison entre la granulométrie du sable d'Hostun HN31 et celle du sable d'Hostun RF étudiés par d'autres auteurs

Des études ont été réalisées par plusieurs auteurs sur le sable d'Hostun RF afin de trouver ses propriétés physiques. Les indices de vide minimum et maximum, le D_{50} ainsi que le coefficient d'uniformité ont été identifiés (Tableau 2). En termes de coefficient d'uniformité, les valeurs varient entre 1.6 et 2.3, très proches de celle du sable d'Hostun HN31 (1.4). Le D_{50} varie entre 0.32 mm et 0.47 mm, alors que le D_{50} du sable d'Hostun HN31 est de l'ordre de 0.34 mm.

Les indices des vides minimaux varient entre 0.57 et 0.65, ce qui correspond à des densités maximales de 15.7 kN/m^3 et 16.4 kN/m^3 . Les indices des vides maximaux, quant à eux, varient entre 0.94 et 1.00 ce qui conduit à des densités minimales situées entre 13.04 kN/m^3 et 13.36 kN/m^3 .

Auteurs	D ₅₀	C _u	γ _{max} (kN/m ³)	γ _{min} (kN/m ³)	e _{max}	e _{min}
Colliat et al. (1986)	0.32	1.70	15.99	13.24	0.96	0.62
Combes et al. (1998)	0.35	1.60	15.88	13.23	0.96	0.63
Lancelot et al. (1996)	0.43	2.30	16.48	13.36	0.94	0.57
Arab et al. (2010)	0.47	2.27	16.01	13.09	0.98	0.62
Benhamed et al. (2007)	0.35	1.57	15.70	13.04	1.00	0.65

Tableau 2 : Propriétés physiques du sable d'Hostun RF

3.2.2 Essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande

Afin de déterminer l'angle de frottement interne du sable d'Hostun HN31, des essais de cisaillement direct à la boîte de Casagrande ont été réalisés. Deux états de compacités différents ont été testés, correspondant à la compacité des massifs de sols testés ultérieurement pour nos essais de chargement. L'état de compacité peut être apprécié par la densité relative, D_r , qui dépend des indices des vides minimaux (e_{min}) et maximaux (e_{max}) du sol ainsi que de son indice des vides actuel (e) :

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad \text{Equation 1}$$

Les échantillons ayant une densité relative de 24% représentent le sable dans son état lâche, alors que les échantillons ayant une densité relative de 68% représentent le sable dans son état dense (tableau 3). Dans leur état lâche, les échantillons ont été testés sous une charge normale (σ) qui varie entre 55 kPa et 222 kPa. Ils présentent un comportement contractant. La courbe intrinsèque, qui nous permet d'identifier les paramètres du critère de rupture de Mohr-Coulomb, présente un angle de frottement de 29° (Figure 15). Les échantillons ayant une densité relative de 68% ont, quant à eux, été testés sous une charge normale qui variait entre 222 kPa et 667 kPa. Ils présentent un comportement contractant au début de l'essai suivi d'un comportement dilatant. La courbe de variation de la contrainte de cisaillement (τ) en fonction du déplacement horizontal présentée à la Figure 16 montre une augmentation de l'effort de cisaillement jusqu'à l'atteinte d'un pic. Ensuite, l'effort de cisaillement se réduit jusqu'à atteindre un palier. Les courbes intrinsèques correspondantes aux efforts de cisaillement de « pic » et au « palier » nous permettent d'identifier les angles de frottement ϕ_{pic} et ϕ_{palier} de notre sable dans son état dense.

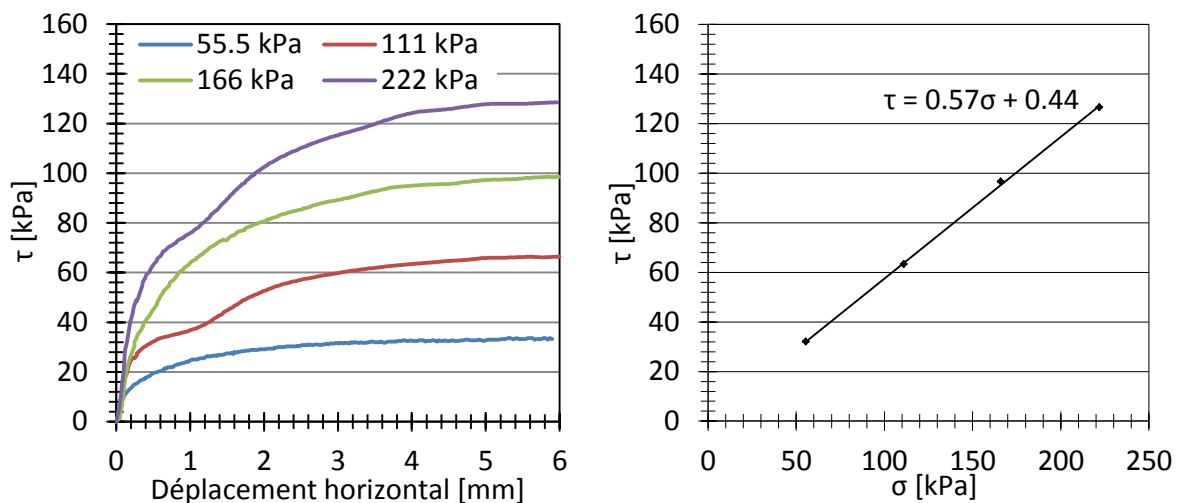


Figure 15 : Essais de cisaillement à la boîte sur du sable d'Hostun HN31 lâche

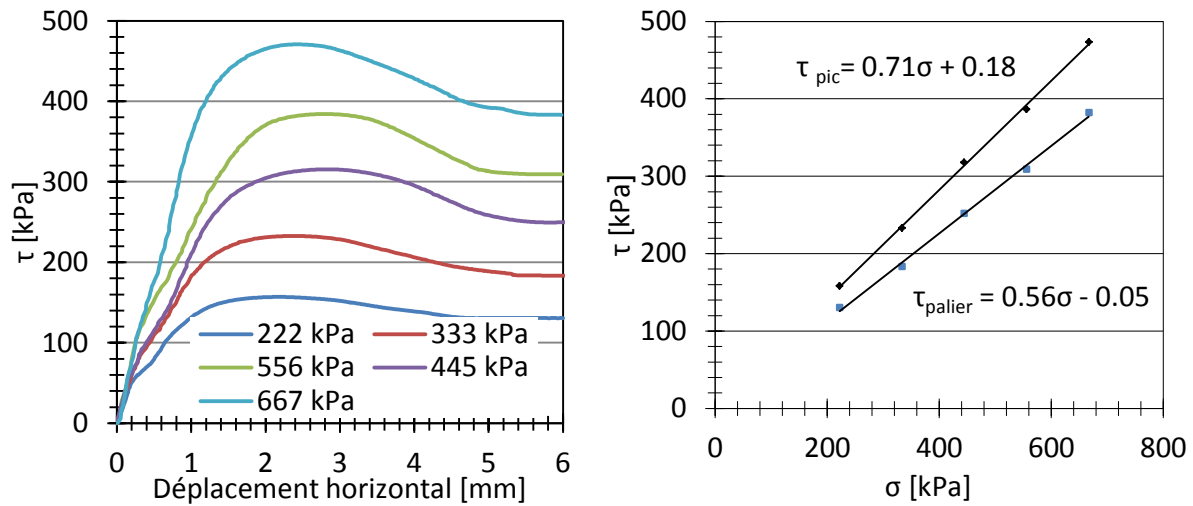


Figure 16 : Essais de cisaillement à la boîte sur du sable d'Hostun HN31 dense

Type de sol	γ (kN/m ³)	e	Dr (%)	ϕ_{pic} (°)	ϕ_{palier} (°)
Sable lâche	13.80	0.88	24	29.7	29.7
Sable dense	15.00	0.73	68	35.4	29.2

Tableau 3 : caractéristiques des échantillons testés à la boîte de Casagrande

Les résultats obtenus montrent que l'angle de frottement interne du sable d'Hostun est sensiblement lié à la densité relative des échantillons testés. Dans sa thèse, Phelipot (2000) présente les résultats obtenus par Delage et al. (1989) et Park (1997) issus des essais de cisaillement sur du sable d'Hostun (Figure 17). Ces résultats relient linéairement la densité relative à l'angle de frottement interne suivant les relations suivantes :

- $c = 21.8 + 18.6Dr$ (Park, 1997) Equation 2

- $\phi = 24.65 + 17.2Dr$ (Delage et al., 1989) Equation 3

En appliquant ces relations à nos densités relatives, on obtient suivant la relation de Park un angle de frottement de 26.3° pour le sable lâche et 34.45° pour le sable dense. La relation de Delage et al. nous donne un angle de frottement de 28.8° pour le sable lâche et 36.3° pour le sable dense. Le Tableau 4 permet de comparer les résultats obtenus par différents auteurs sur les essais de cisaillement à ceux que nous avons obtenus.

Auteurs	Type de sol	Dr (%)	ϕ_{pic} (°)
Baudouin et al. (2008)	Sable d'Hostun HN31	77	34.6
Park (1997)	Sable d'Hostun RF	24	26.3
		68	34.4
Delage et al. (1989)	Sable d'Hostun RF	24	28.8
		68	36.3
Haider (1998)	Sable d'Hostun RF	88	36.6

Tableau 4 : Résultats des essais de cisaillement à la boîte réalisés par plusieurs auteurs

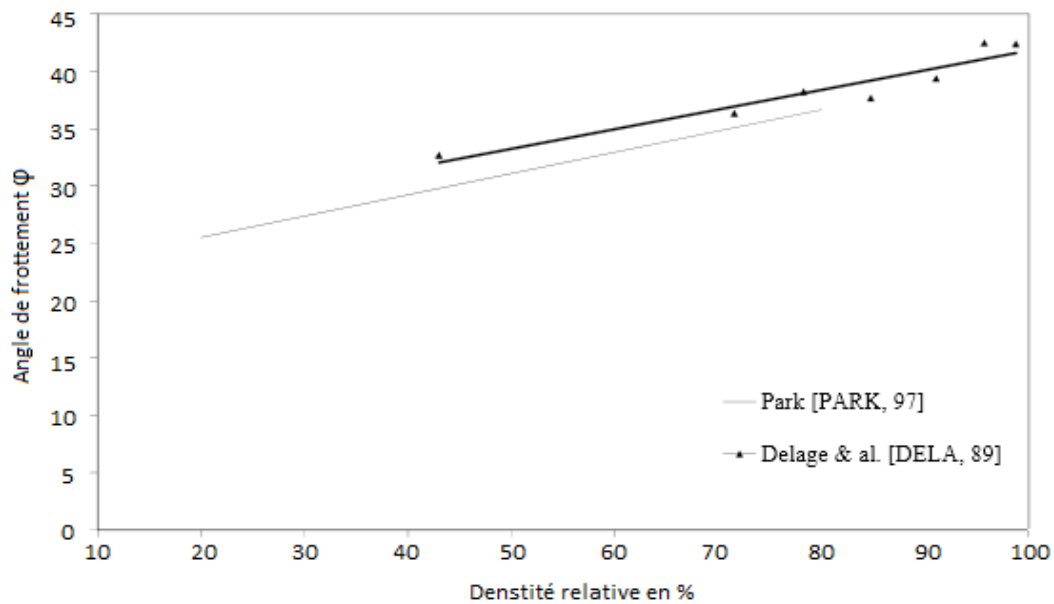


Figure 17 : Variation de l'angle de frottement en fonction de la densité relative (Phelipot, 2000)

3.2.3 Essais triaxiaux

3.2.3.1 Angle de frottement

D'un autre côté, le comportement du sable d'Hostun a été étudié à partir des essais triaxiaux par différents auteurs. Ces études mettent en évidence la non-linéarité du critère de rupture de ce sable. Lancelot et al. (1996) présentent des essais triaxiaux réalisés sur des échantillons de sable d'Hostun lâche ($Dr=14\%$) et dense ($Dr=88\%$). Les résultats montrent une décroissance de l'angle de frottement avec l'augmentation de la pression de confinement dans un intervalle allant de 20 à 100 kPa (Figure 18). Cette décroissance devient moins importante lorsque les pressions de confinement sont plus élevées (100 à 600 kPa).

Les essais triaxiaux réalisés à très faible confinement (inférieur à 20kPa) sur un sable par Ponce et al. (1971) montrent aussi une forte décroissance de l'angle de frottement avec l'augmentation du confinement. Gay (2000) présente aussi dans sa thèse des essais triaxiaux sur du sable d'Hostun lâche ($Dr = 30\% - 40\%$) et dense ($Dr = 80\% - 100\%$) à faible confinement (5, 10 et 20 kPa). Ses résultats montrent une tendance d'une forte baisse de l'angle de frottement avec l'augmentation du confinement. Une diminution de 5 degré de l'angle de frottement apparaît entre les échantillons de sable d'Hostun lâches, testés à 5 kPa de confinement, et les autres testés à 20 kPa de confinement (Figure 19). Les échantillons denses présentent aussi le même comportement avec un angle de frottement qui passe de 49° à 43° à 100 kPa.

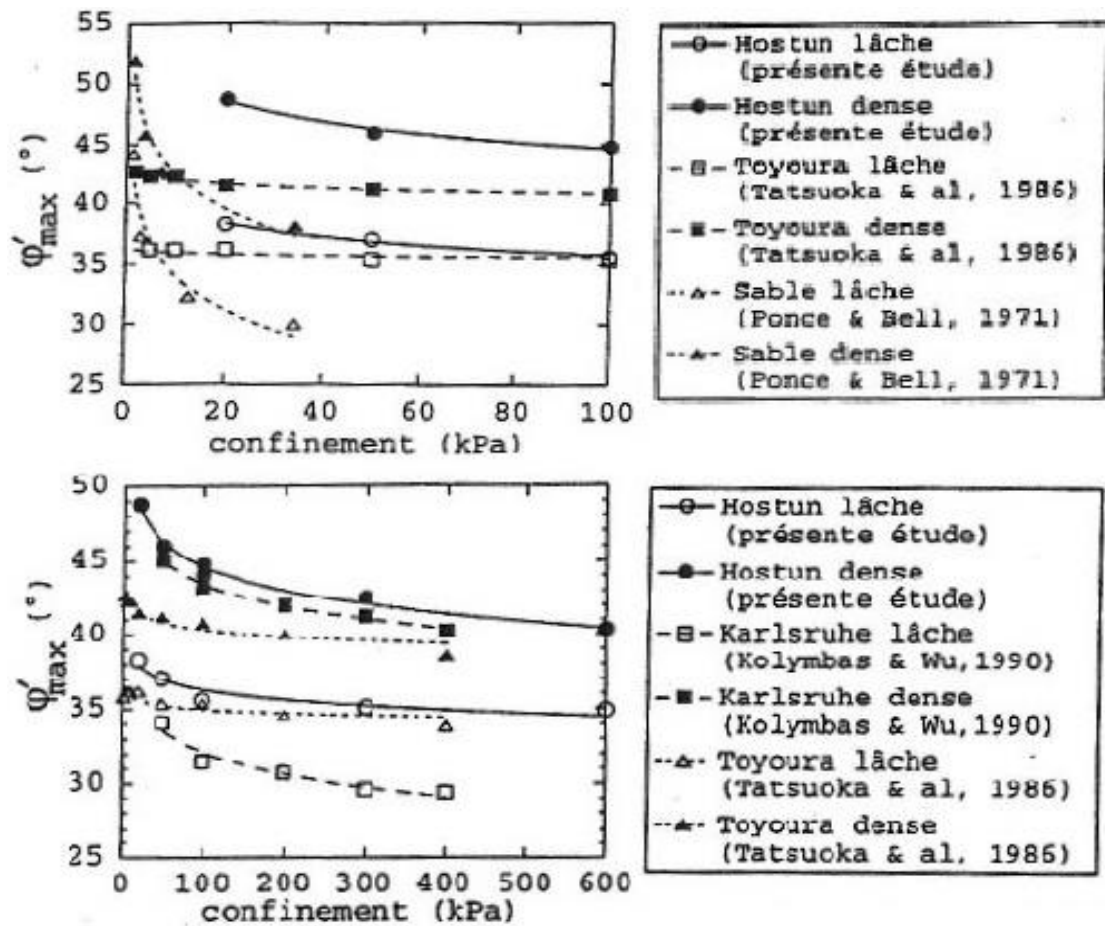


Figure 18 : Evolution de l'angle de frottement interne en fonction de la pression de confinement (Lancelot et al., 1996)

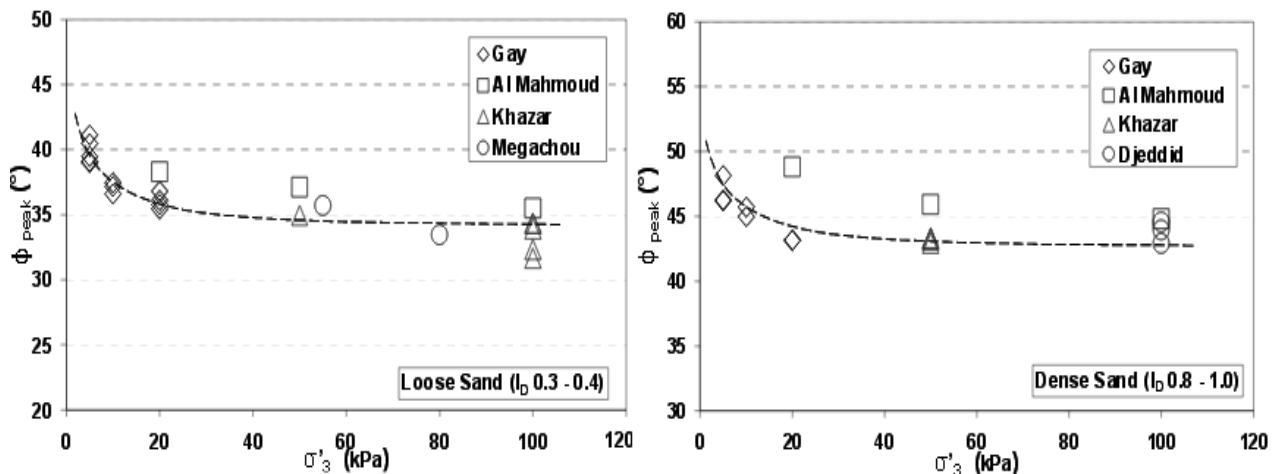


Figure 19 Evolution de l'angle de frottement interne en fonction du confinement (Gay, 2003)

3.2.3.2 Angle de dilatance

Branque (1998) a présenté l'évolution de l'angle de dilatance du sable d'Hostun en corrélant les résultats des essais triaxiaux réalisés par différents auteurs. Comme l'angle de frottement interne, l'angle de dilatance présente une tendance à la diminution lorsque le confinement augmente. Dans son état lâche ($0 < D_r < 30\%$), le sable d'Hostun présente un angle de dilatance variant entre 1° et 2.5° sous faible confinement (inférieur à 100 kPa). Cette valeur diminue progressivement jusqu'à s'annuler pour un confinement de 400 kPa. Néanmoins, dans le cas du sable dense ($0.62 < D_r < 0.98$), l'angle de dilatance diminue fortement avec l'augmentation du confinement. Le sable d'Hostun présente un angle de dilatance variant entre 16 et 18° pour de faible confinement (inférieur à 100 kPa), alors que cette valeur chute jusqu'à 10° sous 400 kPa de confinement. Suite à cette étude, Branque (1998) relie l'angle de frottement interne au pic à l'angle de dilatance Ψ (Figure 20) du sable d'Hostun par la relation suivante :

$$\varphi_{pic} = 0.72\Psi + 34 \quad \text{Equation 4}$$

Des essais de laboratoire réalisés par Bolton (1986) ont permis d'établir une relation qui relie l'angle de dilatance à l'angle de frottement au pic ainsi qu'à l'angle de frottement critique. Ce dernier est défini comme étant l'angle de frottement qui correspond à une dilatance nulle. Il est de l'ordre de 33° pour les sables quartzeux.

$$\varphi_{pic} - \varphi_{critique} = 0.8\Psi \quad \text{Equation 5}$$

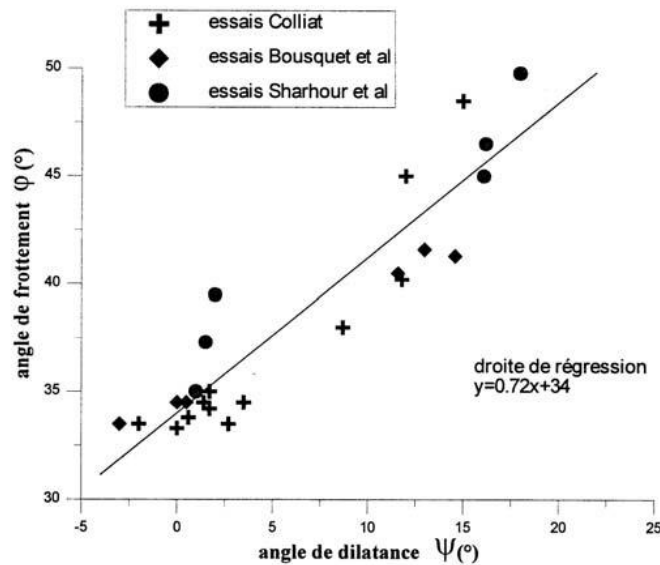


Figure 20 : Evolution de l'angle frottement en fonction de l'angle de dilatance (Branque, 1998)

3.2.3.3 Module de Young

Les essais triaxiaux de (Gay, 2000) ont aussi permis de déterminer le module du sable d'Hostun à l'état lâche et à l'état dense. La Figure 21 présente l'évolution du module des échantillons testés, ainsi que les paramètres utilisés dans la loi de puissance proposée par Janbu (1963):

$$E = E_{réf} * \left(\frac{\sigma_3}{Préf} \right)^n \quad \text{Equation 6}$$

Où P_{ref} est la pression atmosphérique (100 kPa), σ_3 la contrainte de confinement appliquée sur l'échantillon, E_{ref} le module de référence du matériau correspondant à la pression de référence et n le coefficient de puissance. Le sable d'Hostun présente des modules qui varient entre 0.75 MPa et 3 MPa, dans son état lâche, et entre 3 MPa et 10 MPa dans son état dense.

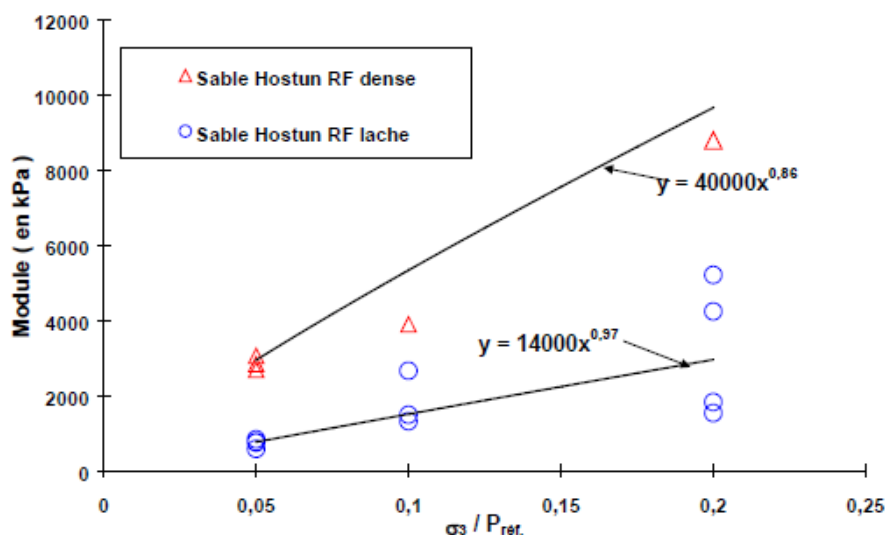


Figure 21 : Evolution du Module de Young en fonction du confinement – Détermination des paramètres de la loi de puissance (Gay, 2000)

3.3 Caractérisation du matériau de soil mixing

3.3.1 Propriétés mécaniques du matériau de soil mixing

Le matériau de soil mixing est obtenu en mélangeant le sol avec un liant hydraulique afin d'obtenir un matériau à module mixte ayant des propriétés mécaniques entre celles du sol et celles du béton. Ratherford (2004) présente un schéma représentatif qui classe ce matériau en termes de résistance (Figure 22).

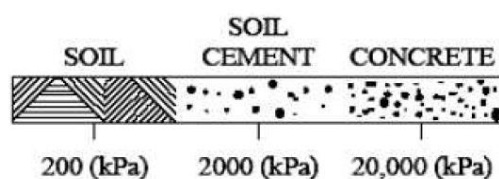


Figure 22 : Ordre de grandeur de la résistance du matériau de soil mixing en comparaison avec celle du sol et du béton (Ratherford, 2004)

Probaha (2000) met l'accent sur l'importance de la résistance du matériau de soil mixing qui est un paramètre indispensable pour les différentes applications de cette technique. L'obtention alors des propriétés mécaniques de chaque type de matériau de soil mixing est fondamentale pour choisir les méthodes de dimensionnement liées à chaque type de sol et de liant utilisé. Nombreux sont les paramètres qui peuvent influencer les propriétés du matériau de soil mixing et définir son état après sa réalisation. Le liant utilisé, l'état hydrique et thermique ainsi que la méthode de malaxage sont des facteurs importants qui modifient ses propriétés. Terashi (1997) présente un tableau dans lequel il cite les paramètres influençant la résistance du matériau de soil mixing (Tableau 5).

I	Caractéristiques du liant utilisé	<ul style="list-style-type: none"> • Type du liant hydraulique • Eau de malaxage et adjuvants utilisés
II	Propriétés du sol	<ul style="list-style-type: none"> • Propriétés physique, chimique et minéralogique du sol • pH de l'eau capillaire • Teneur en eau et quantité des produits organiques
III	Conditions du malaxage	<ul style="list-style-type: none"> • Degré de malaxage • Outil de malaxage • Qualité du liant utilisé
IV	Conditions de cure	<ul style="list-style-type: none"> • Température • Temps de cure • Humidité • Cycle gel – dégel,

Tableau 5 : Facteurs influençant la résistance du sol traité (Terashi, 1997)

Il faut noter que l'influence de tous ces paramètres est évidemment beaucoup plus prononcée dans le cas de la réalisation du matériau de soil mixing sur le chantier. Ceci est lié aux conditions réalisation et de cure du matériau. Cependant, la réalisation du matériau au laboratoire se fait sous des conditions stables et maîtrisées choisies à l'avance. Larsson (2005) affirme que les essais de laboratoire pourront permettre de vérifier la possibilité de stabiliser un type de sol donné, et déterminer globalement ses caractéristiques mécaniques sans avoir à reproduire les conditions du chantier.

Le comportement à long terme du matériau de soil mixing a été étudié par plusieurs auteurs. D'après Topolnicki (2004), la résistance à 28 jours du matériau de soil mixing varie entre 1 et 3 MPa pour les sols limoneux alors qu'elle varie entre 1.5 et 7 MPa dans le cas d'un sol granulaire. Le sol argileux stabilisé présente des résistances les moins importantes qui varient entre 0.5 et 2.5MPa. Le Tableau 6 présente les caractéristiques globales du matériau de soil mixing d'après Bruce (2001).

Comme il a été précisé précédemment, le type de sol ainsi que sa granulométrie sont des facteurs importants dans l'évolution de la résistance du matériau. D'un autre côté, le dosage en ciment influence aussi la résistance du matériau. Avec l'augmentation de la quantité de liant, la résistance du matériau augmente fortement. Le Tableau 7 présente la variation des résistances à la compression des matériaux à module mixte en fonction des plages de dosage en ciment utilisées couramment pour chaque type de sol.

Caractéristiques	Ordre de grandeur
Résistance à la compression (28 jours)	0.2 – 5.0 MPa 0.5 – 5 MPa dans le cas des sols granulaires 0.2 – 2 MPa dans le cas des sols cohérents
Perméabilité K	10^{-6} à 10^{-9} m/s (L'addition de la bentonite réduit la perméabilité)
E_{50}	350 à 1000 fois la résistance à la compression pour des échantillons confectionnés au laboratoire 150 à 500 fois la résistance à la compression des échantillons provenant du site.
Résistance au cisaillement (cisaillement direct sans effort normal)	40 à 50% la valeur de la résistance à la compression si cette dernière est inférieure à 1MPa. Ce pourcentage se réduit avec l'augmentation de la résistance du matériau de soil mixing
Résistance à la traction	8 à 14% de la résistance à la compression
Rapport de résistances	1.4 à 1.5 fois la résistance à 7 jours pour les sols fins (limon, argile) 2 fois la résistance à 7 jours pour les sols granulaires (sable)

Tableau 6 : Caractéristiques mécaniques typiques du sol traité par soil mixing (Bruce, 2001)

Type de sol	Dosage en ciment (kg/m^3)	Résistance à la compression (kPa)
Vase	240 à 400	70 à 350
Limon et argile organiques	150 à 260	350 à 1400
Limon cohésive	120 à 240	700 à 2100
Sable limoneux - Sable	120 à 240	1400 à 3500
Sable - Grave	120 à 240	3000 à 7000

Tableau 7 : Dosage courant en ciment et résistance à la compression simple pour différents types de sols (Nicholson, 1998)

Concernant le module de Young du matériau de soil mixing, il est directement lié à sa résistance à la compression simple. Bruce (2001) indique que le module de Young E_{50} atteint des valeurs de l'ordre de 350 à 1000 fois la résistance à la compression. Toplonicki (2004) propose aussi une plage similaire dont l' E_{50} varie entre 300 et 1000 fois la résistance à la compression. Huybrechts et Denies (2001) ont réalisés des études sur plusieurs types de sols traités (argile, sable). Leurs résultats montrent que les modules peuvent atteindre 1400 fois la résistance à la compression du matériau de soil mixing. La Figure 23 présente la plage de variation des modules en fonctions des résistances des matériaux à module mixte provenant d'essais de compression simple.

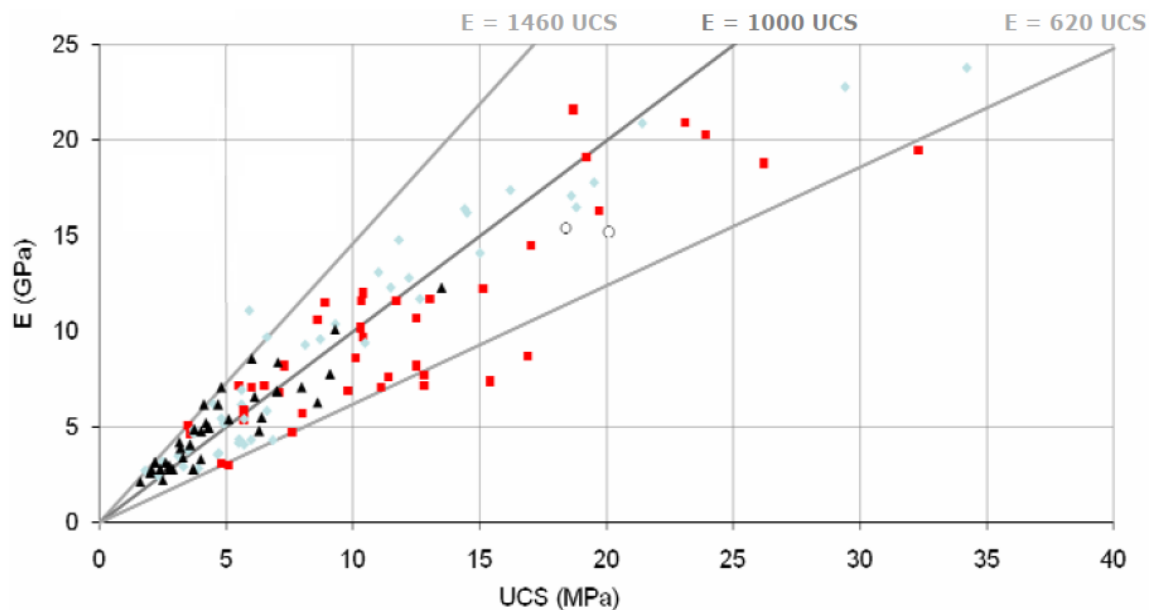


Figure 23 : Evolution du module des matériaux de soil mixing en fonction de leur résistance à la compression simple (Huybrechts et Denies, 2011)

Consoli (2010), dans son étude réalisée sur du sable traité, a mis en relief l'importance de la densité du sol traité ainsi que du dosage en ciment sur l'évolution des résistances du matériau de soil mixing. Les échantillons ayant un indice des vides faible présentent des résistances à la compression et à la traction beaucoup plus importantes. Un dosage en ciment plus élevé implique forcément des résistances plus importantes.

Certes, nombreux sont les paramètres qui influencent le comportement du matériau de soil mixing. Les études réalisées par de nombreux auteurs mettent l'accent sur l'importance de tous ces paramètres sans pouvoir privilégier l'un sur l'autre. Cependant, l'absence de réglementation internationale sur les protocoles de réalisation des essais sur le matériau de soil mixing et la focalisation de nombreux auteurs sur un type de sol rendent très difficile la création d'abaques prédictives (Szymkiewicz, 2011).

3.3.2 Caractérisation du matériau sable d'Hostun-Ciment CEM III

Le but de cette partie de notre étude est de formuler un matériau de soil mixing à partir du sable d'Hostun HN 31 et d'étudier ses caractéristiques mécaniques. Cette étude permettra de connaître les propriétés de ce matériau et de mieux comprendre son comportement mécanique. Nous présenterons nos démarches expérimentales permettant de réaliser une étude paramétrique adaptée pour déterminer l'effet du temps de cure et du dosage en ciment sur la résistance du matériau de soil mixing.

3.3.2.1 Liant utilisé

Le liant utilisé pour cette étude est un ciment CEM III/C 32,5 N CE PM-ES NF « HRC » de Calcia, provenant de l'usine de Rombas (Lorraine, France). Il s'agit d'un liant composé de 85% de laitier de haut fourneau et de 15% de clinker. Ce type de ciment possède des caractéristiques qui le rendent plus résistant aux milieux agressifs, aux chlorures et aux attaques sulfatiques. Cependant, La forte contenance en laitier rend la prise de ce ciment plus lente. La Figure 24 présente la composition élémentaire de ce ciment.

Composition élémentaire (%)		Constituants (%)	
Perte au feu	1.37	Principaux	
SiO ₂	31.71	Clinker (K) de	
Al ₂ O ₃	9.52	Couvrot	15.0
Fe ₂ O ₃	0.82	Laitier (S)	85.0
TiO ₂	0.54	Cendres (V)	
MnO	0.36	Calcaire (L)	
CaO	44.82	Fumées de silice (D)	
MgO	6.55		
SO ₃	3.08	Secondaires	
K ₂ O	0.54	Calcaire (L)	
Na ₂ O	0.22		
P ₂ O ₅	0.04		
S--	0.74	Total	100.0
Cl-	0.04		
		Sulfate de calcium	
		Gypse	
		Anhydrite	5.5
Insoluble CEN	0.61	Additifs	
Na ₂ O éq.	0.56	Agent de mouture	
		Cioler F 5903 (AXIM)	0.016
Colorimétrie (L)	81.37		

Figure 24 : Composition du ciment CEM III calcia (Fiche technique du produit)

3.3.2.2 Choix du dosage en ciment

Le dosage en ciment est un paramètre qui va varier dans notre étude, afin de déterminer son effet sur le comportement du sable d'Hostun stabilisé. Alors que les dosages utilisés pour l'amélioration du sol varient entre 50 kg/m³ et 150 kg/m³, ces valeurs peuvent dépasser les 300 kg/m³ dans le cas du renforcement des ouvrages de soutènement et des fondations (Topolnicki 2004). Cela pourra offrir une meilleure performance en termes de portance et de déformation. Trois dosages en ciment différents ont été testés avec des valeurs allant de 140 kg/m³ jusqu'à 280 kg/m³. Ces dosages correspondent à des rapports massiques C/S variant entre 0.1 et 0.2.

$$\frac{C}{S} = \frac{\text{Masse du ciment ajouté}}{\text{Masse du sol}} \quad \text{Equation 7}$$

En se basant sur ces trois dosages en ciment, trois mélanges de soil mixing ont été étudiés. Ils sont tous réalisés avec une teneur en eau w de 22%. Le Tableau 8 présente la composition des trois mélanges étudiés :

Mélange	Dosage en ciment (kg/m ³)	C/S	C(%)	C/E	w (%)
Mélange 1	280	0,2	20	0,75	22
Mélange 2	210	0,15	15	0,59	22
Mélange 3	140	0,1	10	0,42	22

Tableau 8 : Tableau récapitulatif de la composition des trois mélanges étudiés

3.3.2.3 Préparation du matériau de soil mixing

Pour uniformiser la méthode de préparation du matériau de soil mixing dans le cadre du projet RUFEX, un protocole expérimental de référence a été fixé. Il est inspiré des protocoles de réalisation et de conservation des mélanges en laboratoires utilisés par plusieurs auteurs. Le Tableau 9 résume les protocoles de réalisation du matériau de soil mixing utilisés dans plusieurs pays du monde.

L'outil de malaxage utilisé est le malaxeur à pale de 5 litres de capacité. Il peut assurer des vitesses de rotations qui varient entre 62 tours/minute et 125 tours/minute et un mouvement planétaire de 140 tours/minute à 285 tours/minute.

Les quantités de sable d'Hostun et de ciment, préalablement définies et pesées, sont versées dans le malaxeur pour les homogénéiser à sec avec une vitesse de 62 tours/minute. Une fois que le mélange est visuellement homogène, on verse la quantité d'eau nécessaire. Le temps de malaxage est de 10 minutes (annexe, Figure 144).



Figure 25 : malaxeur utilisé pour la préparation du matériau de soil mixing

	Japon	Suède (SGI)	Eurosoilstab	Finland	Virginia Tech		Raito	Cambridge
Application	Deep Mixing	Deep Mixing	Deep Mixing et Stabilisation de masse	-	colonne par voie sèche	Deep Mixing par voie humide	-	-
Outil de malaxage	-	Mixer de cuisine	Mixer de cuisine	Mixer de cuisine	Mixer de cuisine		Malaxeur Hobart	Mixer de cuisine
Préparation du sol	Teneur en eau naturelle, Homogénéisé, Tamisé à 9,5mm	Homogénéisé avec précaution pour éviter la destruction des fibres	Homogénéisé avec précaution pour éviter la destruction des fibres	Homogénéisé pendant 6 minutes	Homogénéisé pendant 3-4 minutes		Teneur en eau naturelle, Grosses particules éliminées, Homogénéisé	Teneur en eau naturelle, Homogénéisé
Malaxage	10 minutes avec intervention de l'opérateur recommandée	5 minutes avec intervention de l'opérateur recommandée	5 minutes avec possible intervention de l'opérateur	2-6 minutes avec possible intervention de l'opérateur	3-5 minutes	10 minutes	7-10 minutes	-
Réalisation des éprouvettes	3 couches, vibrées, secouées, etc.	En couches de 30 mm avec compactage, ou sans compactage si tourbe	En couche avec compactage, ou seulement coulage si liquide	Coulage dans le moule et mise en place par tapping, compactage si solide	En couches avec compactage et piquage si solide, sinon coulage et mise en place par tapping	Tapping et piquage en 3 couches	en couches avec compactage si solide, sinon coulage et mise en place par tapping	En couches, avec piquage
Moulage	le plus rapidement possible	dans les 30 minutes suivant l'ajout de liant	dans les 30 minutes suivant l'ajout de liant	dans les 30 minutes suivant l'ajout de liant	dans les 30 minutes suivant la fin du malaxage	dans les 30 minutes suivant la fin du malaxage	dans les 45 minutes suivant l'ajout de liant	-
Cure	Température 17-23°C, humidité relative du milieu élevée	Température 7°C, Fermé hermétiquement	Température 18-22°C, fermé hermétiquement	La température varie en fonction du temps, H.R. > 95%	Température 20°C, H.R. 100 %		Température 21-25°C H.R. 95 %	Température 20-21°C H.R. 98 %

Tableau 9 : Récapitulatif des protocoles de réalisation des mélanges de soil mixing (Kitazume, 2009)

3.3.2.4 Résistance à la compression simple du sable d'Hostun traité au ciment CEM III

3.3.2.4.1 Préparation des éprouvettes

Une fois que le malaxage du mélange est terminé, la confection des éprouvettes doit être réalisée immédiatement. Les moules utilisés sont fabriqués à partir des tubes en PVC de 45mm de diamètre intérieur (annexe, Figure 145). Les tubes sont découpés en pièces de 100 mm de longueur. La partie inférieure des moules est fermée par un bouchon lubrifié au préalable.

Le mélange est placé dans les moules en trois couches successives en le vibrant manuellement et en le tapant après chaque couche pour permettre l'évacuation de l'air piégé. Cette méthode de moulage est la plus efficace parmi beaucoup d'autres testés. Les travaux de Kitazume (2012) prouvent que la méthode de tapping donne les meilleurs résultats alors que la méthode de compactage statique est la moins efficace. La Figure 26 nous montre les éprouvettes obtenues à partir de plusieurs méthodes de confection.

Les moules sont ensuite bouchés puis stockés verticalement dans des sacs contenant un papier saturé d'eau, sous une température maintenue à environ 20°C. Cela afin d'assurer une cure endogène.

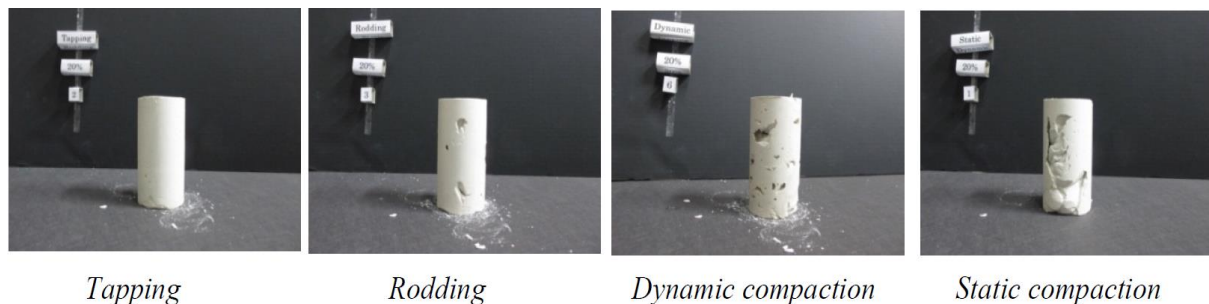


Figure 26 : Eprouvettes de matériau de soil mixing obtenues à partir des différentes méthodes de préparation (Kitazume, 2012)

3.3.2.4.2 Essais de compression simple

Afin d'étudier le comportement mécanique du matériau de soil mixing et de connaître l'influence du dosage en ciment et du temps de cure, des essais de compression simple sont effectués sur des éprouvettes provenant des trois différents mélanges. Ce type d'essai est rapide, fiable et bien documenté dans la littérature. Il nous permet donc de comparer nos résultats avec plusieurs références.

Le jour de l'essai, trois éprouvettes de chaque mélange sont démoulées. Les éprouvettes sont ensuite rectifiées afin d'obtenir des surfaces planes et parallèles. Les éprouvettes sont ensuite mesurées et pesées. Les échantillons possèdent un diamètre moyen de l'ordre de 43 mm et une hauteur moyenne de 90 mm.

Les essais de compression simple sont réalisés à l'aide d'une presse électrique munie d'un capteur de 20 kN de capacité avec une précision de 0.2%. Un capteur de déplacement vertical est installé pour enregistrer les déplacements de la presse. Les essais sont réalisés en déplacement imposé de 0.3 mm/min.

Les résultats montrent que les échantillons à fort dosage en ciment ont une plus grande résistance, celle-ci peut atteindre les 7 MPa à 28 jours. Cependant, les échantillons provenant du mélange à plus faible dosage en ciment ont une plus faible résistance. Il est

même difficile de les démouler à 7 jours et ils atteignent à peine une résistance de 1.37 MPa à 28 jours.

Pour les 3 mélanges, la pente de la courbe de variation de la résistance en fonction de temps de cure est importante entre 7 et 14 jours, puis elle se réduit. A 14 jours l'augmentation de résistance est substantielle comme le montre la Figure 27.

Les résultats obtenus à partir de nos essais correspondent à la plage de résistances des sols sableux traités au ciment proposée par Topolnicki (2004). D'un autre côté, Szymkiewicz (2011) a réalisé des essais de compression simple sur du sable de Fontainebleau traité au ciment CEM III, celui avec lequel la présente étude a été menée. Le sable de Fontainebleau est un sable de référence ayant une granulométrie serrée comme celle du sable d'Hostun et un coefficient d'uniformité de 1.47. Les résultats obtenus par Szymkiewicz (Figure 28) présentent des résistances ayant le même ordre de grandeur que les nôtres. Cependant, les résistances du sable de Fontainebleau traité sont légèrement supérieures à celles du sable d'Hostun traité. Le sable d'Hostun possède des grains anguleux et un D_{50} de 0.34 mm, alors que le sable de Fontainebleau possède des grains arrondis et un D_{50} de 0.21 mm. Cela pourrait être l'origine de cette différence.

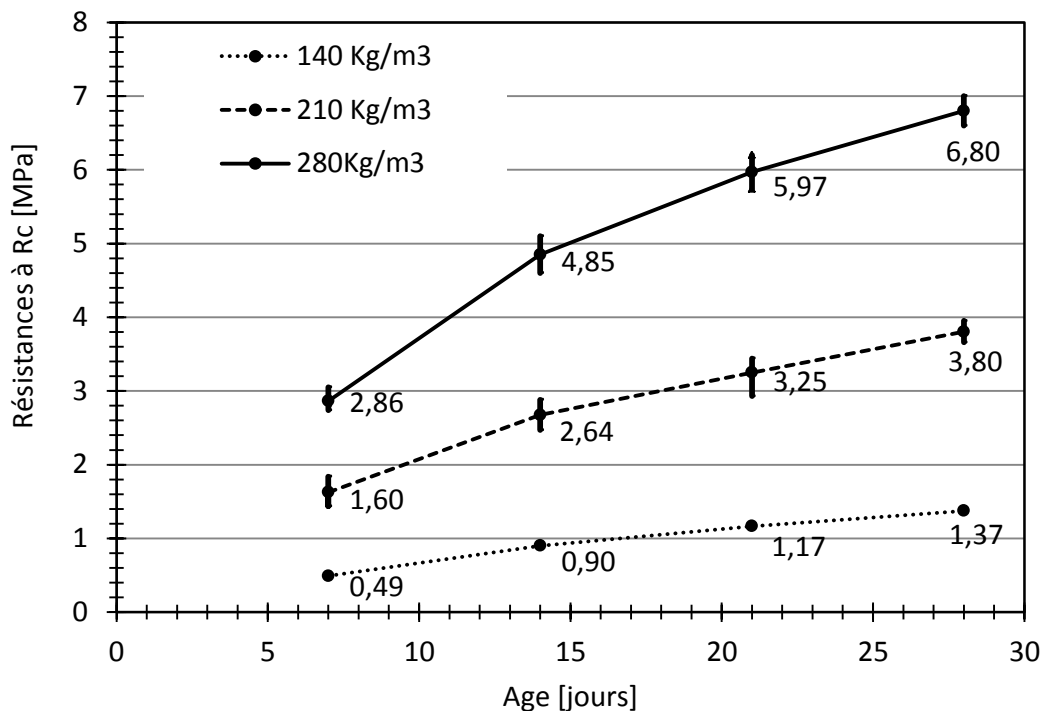


Figure 27 : Evolution de la résistance à la compression en fonction de temps de cure des échantillons provenant des 3 mélanges

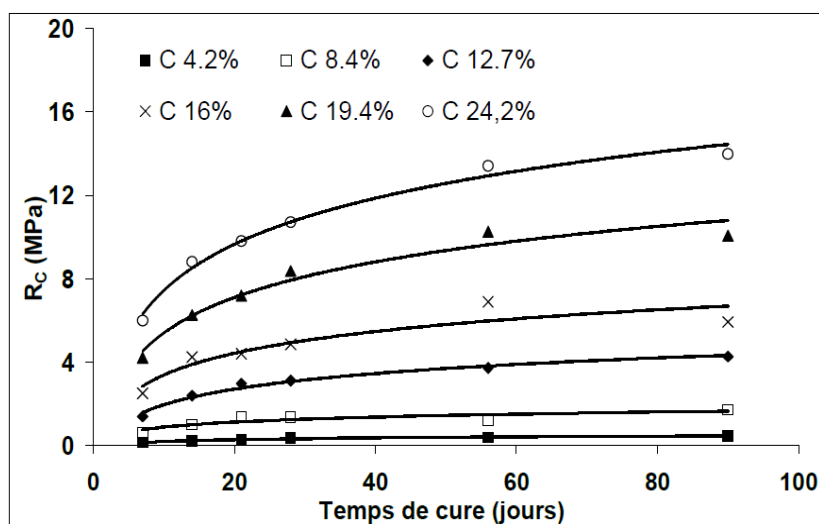


Figure 28 Evolution de la résistance à la compression en fonction de temps de cure des échantillons du sable de Fontainebleau traité (Szymkiewicz, 2011)

Le Tableau 10 présente les résistances du matériau de sol mixing à 7 jours, 14 jours et 28 jours, ainsi que les rapports des résistances R_{14}/R_7 et R_{28}/R_7 pour différents dosages en ciment ; où R_j est la résistance du matériau de sable d'Hostun traité après j jours de cure. Les résultats montrent que les résistances à 14 jours sont 1.71 fois supérieures à celles de 7 jours alors que les résistances à 28 jours sont 2.49 fois plus élevées.

D'après Probaha (2000), et dans le cas des sols traités au ciment, la résistance à 28 jours de cure varie entre 1.49 et 1.56 fois la résistance à 7 jours. Bruce (2001) précise que les résistances à 28 jours des sols granulaires traités au ciment sont deux fois plus grandes que celles à 7 jours, ce qui est légèrement inférieur aux rapports obtenus dans notre étude. Cependant, l'étude menée sur le sable de Fontainebleau par Guimond-Barrett (2012) montre que le rapport R_{28}/R_7 varie entre 1.93 et 2.7, ce qui correspond parfaitement aux rapports obtenus sur le sable d'Hostun traité.

Concernant le rapport R_{14}/R_7 , les travaux de Szymkiewicz (2011) montrent que ce rapport est de l'ordre de 1.65 dans le cas d'un sol granulaire traité. Cela est en accord avec nos résultats qui présentent un rapport variant entre 1.67 et 1.79. Szymkiewicz et al (2012) ont réalisé une étude sur des échantillons de sol mixing provenant de différents types de sable traité (sable de Fontainebleau, sable de Frejus et sable de Triel). La Figure 29 présente l'évolution du rapport q_{uj}/q_{u7} qui correspond au rapport de la résistance à la compression à un jour j sur la résistance à 7 jours.

C (%)	R_7 (MPa)	R_{14} (MPa)	R_{28} (MPa)	R_{14}/R_7	R_{28}/R_7
10	0.49	0.90	1.37	1.79	2.67
15	1.60	2.64	3.80	1.65	2.37
20	2.86	4.85	6.80	1.68	2,42
Moyenne				1.71	2.49

Tableau 10 : Calcul des rapports R_{14}/R_7 et R_{28}/R_7 pour les échantillons de sable d'Hostun traité, ayant des dosages en ciment différents

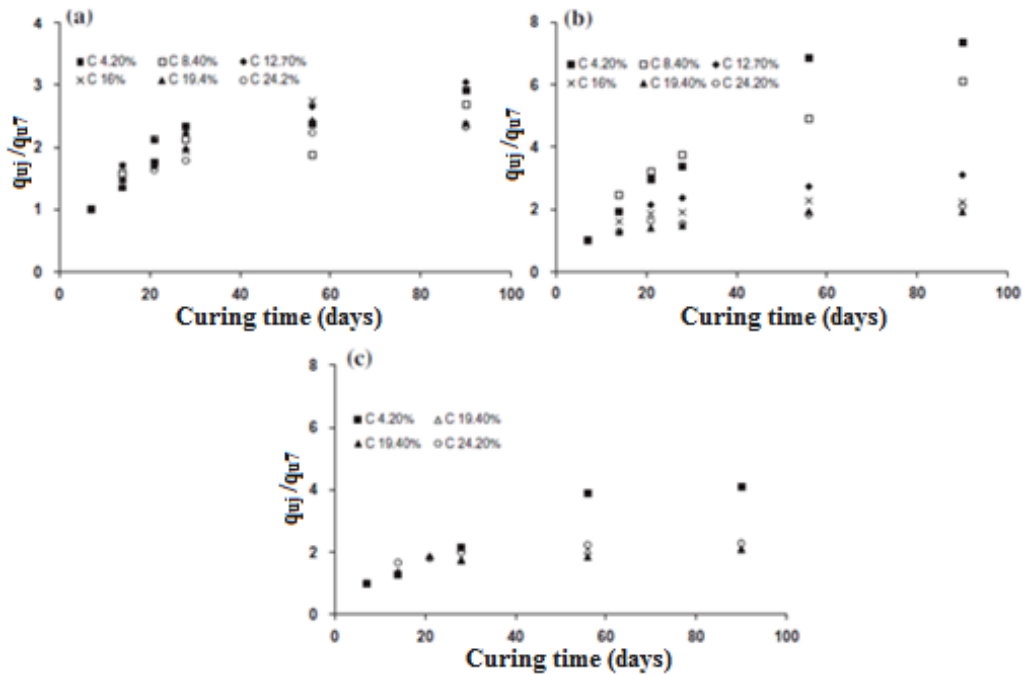


Figure 29 : Evolution du rapport q_{uj}/q_{u7} en fonction du temps de cure pour : a) sable de Fontainebleau, b) le sable de Triel, c) sable de Fréjus (Szymkiewicz, 2012)

Consoli (2010) a réalisé une étude sur du sable d'Osorio traité au ciment. Ce sable est, comme le sable d'Hostun, un sable siliceux ayant un coefficient d'uniformité de 1.9 et des indices des vides qui varient entre 0.6 et 0.9. Consoli (2010) montre que l'évolution des résistances à la compression et à la traction en fonction du dosage en ciment suit une fonction de puissance. Il met aussi en exergue l'importance de l'indice des vides du matériau de sol mixing sur l'évolution de sa résistance. Avec la diminution de l'indice des vides, le sol traité présente des résistances plus importantes. La Figure 30 présente les résultats de ses essais de compression et de traction. Pour chaque état de compacité, il a relié la résistance à la compression " R_c " du sable traité au pourcentage en ciment " C " par une relation de type puissance ayant la forme suivante :

$$R_c = a * C^b \quad \text{Equation 8}$$

Où a est un paramètre exprimé en kPa et b un paramètre adimensionnel

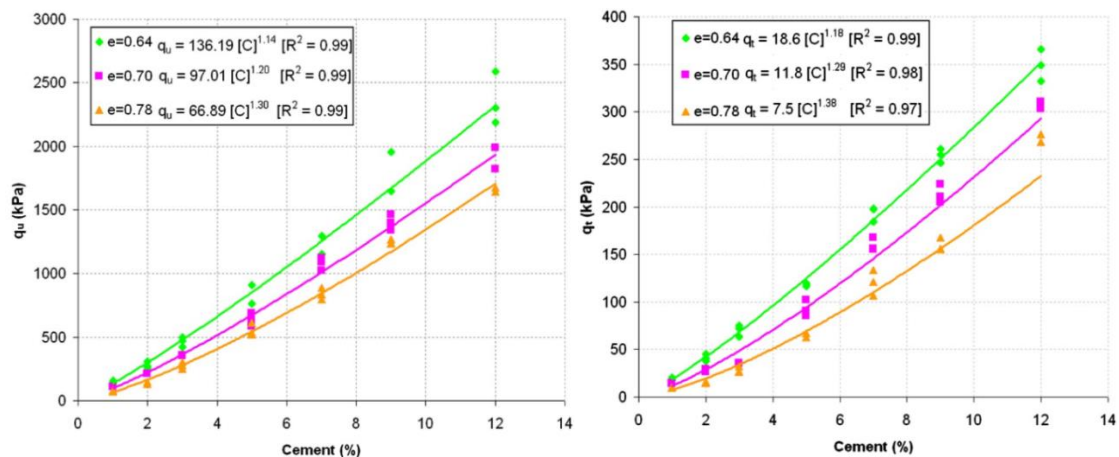


Figure 30 : Variation de la résistance à la compression (à gauche) et de la résistance à la traction (à droite) en fonction du dosage en ciment du sable d'Osorio traité (Consoli 2010)

De notre coté, la Figure 31 présente l'évolution de la résistance à la compression du sable d'Hostun traité au ciment en fonction du dosage en ciment. Nos résultats aussi suivent une fonction de puissance dont les paramètres sont obtenus expérimentalement. Notons que nos échantillons possèdent des indices des vides qui varient entre 0.63 (C=10%) et 0.57 (C=20%).

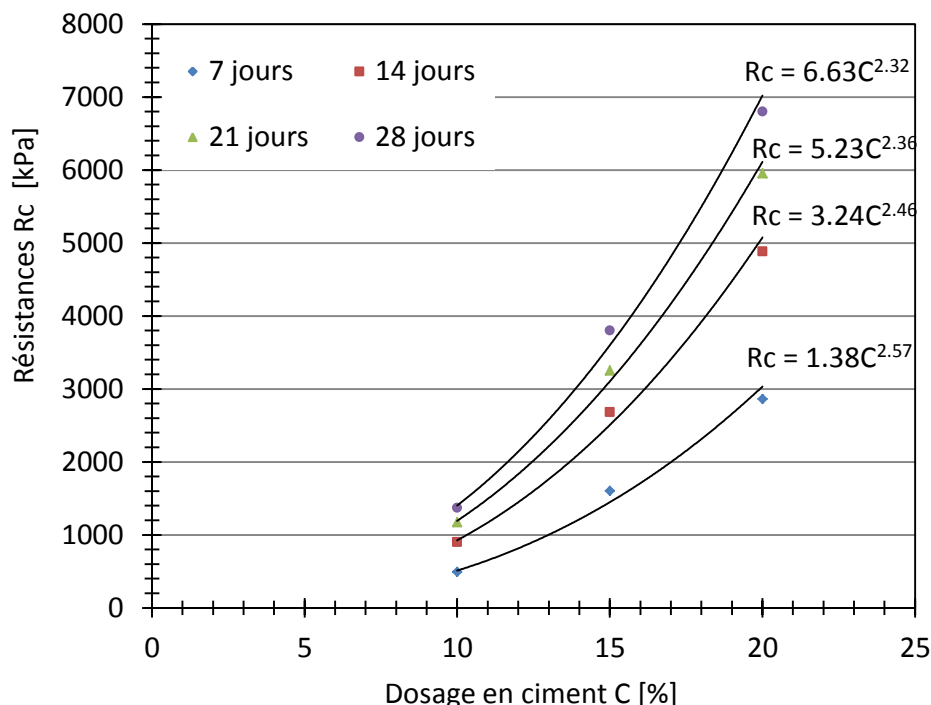


Figure 31 : Variation de la résistance à la compression du sable d'Hostun traité en fonction du dosage en ciment

Nos résultats ont permis alors d'obtenir expérimentalement les paramètres de la relation de puissance propre au sable d'Hostun HN31 traité au ciment, ainsi que de présenter leur évolution en fonction du temps de cure. Le Tableau 11 présente ces paramètres pour chaque âge du sable d'Hostun traité au ciment CEM III.

Age (jours)	a (kPa)	b
7	1.38	2.57
14	3.24	2.46
21	5.23	2.36
28	6.63	2.32

Tableau 11 : Evolution des paramètres de la relation de puissance du sable d'Hostun traité en fonction de l'âge du matériau

3.3.2.5 Résistance à la traction du sable d'Hostun traité au ciment CEM III

La résistance à la traction des sols stabilisés peut être évaluée par plusieurs essais. On peut citer l'essai de traction indirecte ou l'essai brésilien, l'essai de traction simple et l'essai de flexion (Figure 32).

- L'essai de traction indirecte consiste à écraser un cylindre de sable d'Hostun traité au ciment suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse. La résistance à la traction de l'échantillon est reliée à la charge de compression maximale produisant l'éclatement du cylindre par mise en traction du diamètre vertical.

$$R_t = \frac{2.P}{\pi.D.L} \quad \text{Equation 9}$$

Où : R_t est résistance à la traction, P est la charge de compression maximale appliquée par la presse, D est le diamètre de l'échantillon et L sa longueur.

- L'essai de traction par flexion s'effectue généralement sur des éprouvettes prismatiques d'élancement 4, reposant sur deux appuis. Le chargement se fait soit en appliquant une charge concentrée unique au milieu de l'éprouvette (moment maximal au centre), soit sous deux charges concentrées, symétriques et égales, appliquées au tiers de la portée (moment maximal constant entre les deux charges). La résistance à la traction (résistance à la flexion) est calculée à partir de la contrainte de traction induite au niveau de la surface inférieure de l'éprouvette.
- Dans le cas de l'essai de traction simple, une charge de traction directe est appliquée sur les deux faces de l'éprouvette.

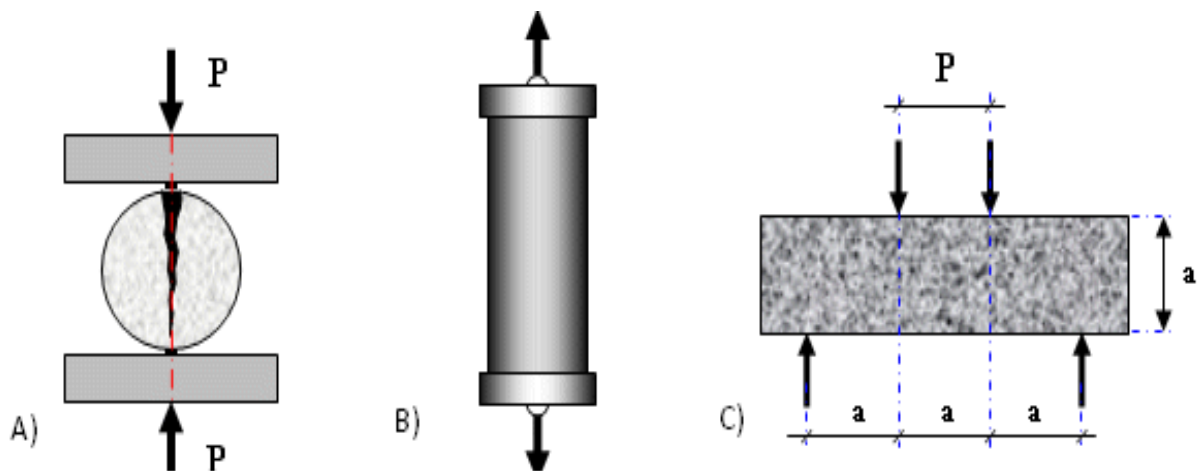


Figure 32 : Différents type d'essais de traction : A) Essai de traction indirecte ou brésilien, B) Essai de traction simple, C) Essai de traction par flexion

Dans le but d'étudier le comportement du sable d'Hostun traité, des essais de traction indirecte ont été réalisés sur des éprouvettes provenant du mélange 2 ($C = 15\%$). La préparation des éprouvettes se fait suivant le même protocole de préparation que celui des essais de compression simple, sauf que les éprouvettes ont un diamètre de 16 cm et une hauteur de 32 cm. La Figure 33 présente l'évolution de la contrainte de traction en fonction de l'âge des éprouvettes. Les résistances à la traction sont faibles en comparaison avec les résistances à la compression. Elles ne dépassent pas 0.8 MPa après 28 jours.

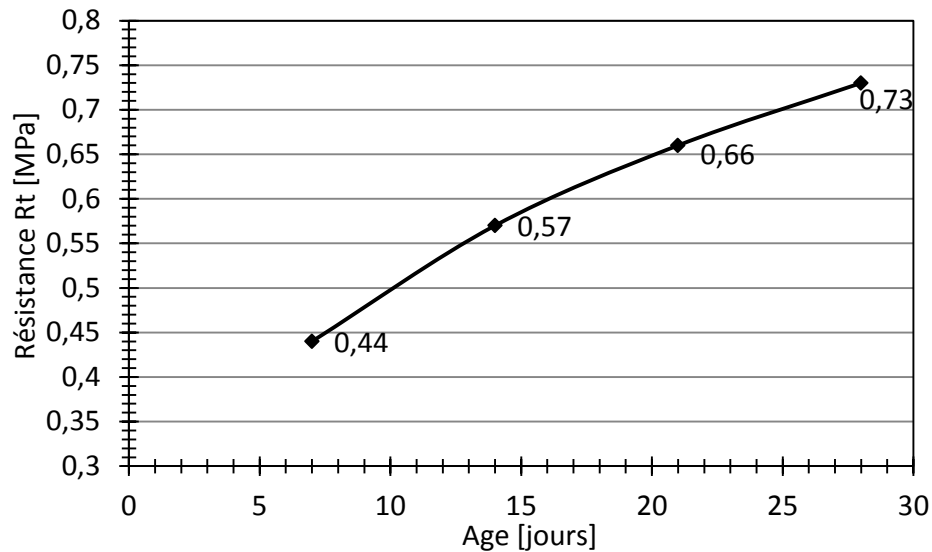


Figure 33 : Evolution de la résistance à la traction du sable d'Hostun traité au ciment CEM III, provenant du mélange 2 (C=15%), en fonction du temps de cure



Figure 34 : Echantillon de soil mixing après un essai de traction (brésilien)

La résistance à la traction du matériau de soil mixing est liée à sa résistance à la compression. Nombreux sont les auteurs qui ont donné le rapport entre ces deux paramètres. D'après Bruce (2001), le rapport entre la résistance à la traction et la résistance à la compression prend des valeurs qui varient généralement entre 0.08 et 0.14. Cependant, Kitazume et Terashi (2013) présentent les résultats d'une étude réalisée par Namikawa (2007) sur du sable de Toyoura stabilisé par du ciment Portland.

La Figure 35 présente les résultats de cette étude, et montre que ce rapport peut atteindre une valeur de 0.3 dans le cas d'un essai de traction indirecte (split tension test). Cela correspond parfaitement à ce qu'on a obtenu (Tableau 12), où les résistances à la traction prennent des valeurs qui varient entre 19% et 26% de la résistance à la compression.

Notons que nos résultats confirment ce que Topolnicki (2004) a indiqué concernant la diminution de ce rapport avec l'augmentation de la résistance à la compression du matériau de soil mixing.

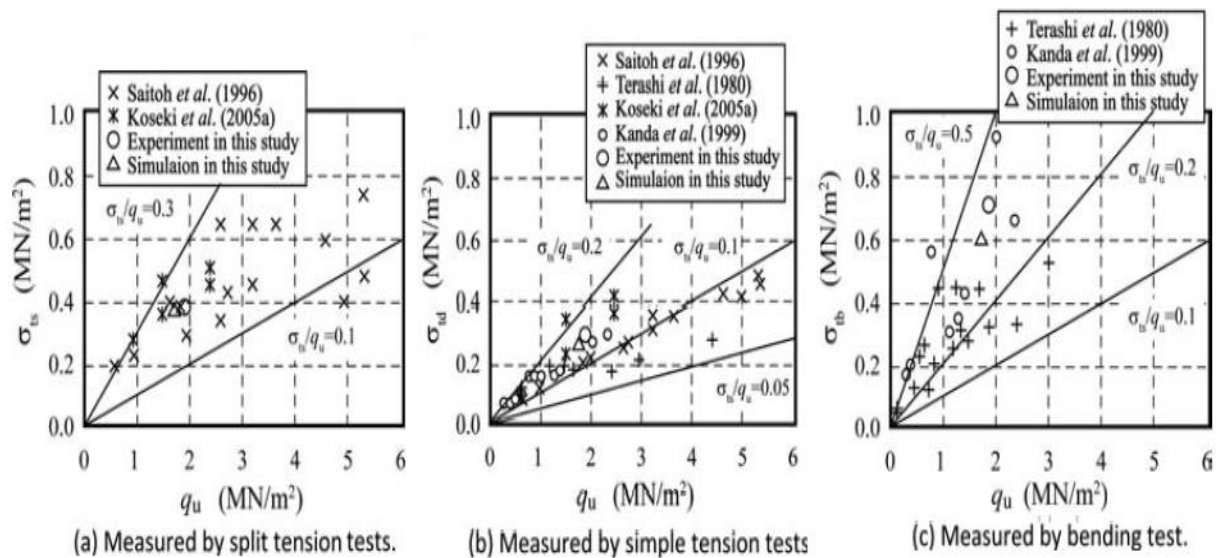


Figure 35 : Variation du rapport entre la résistance à la traction et la résistance à la compression avec les différents types d'essais de traction. (Kitazume et Terashi 2013)

Age	Résistance à la compression R_c (MPa)	Résistance à la traction R_t (MPa)	Rapport R_t/R_c
7 jours	1.60	0.42	0.26
14 jours	2.64	0.57	0.22
21 jours	3.25	0.65	0.20
28 jours	3.80	0.73	0.19

Tableau 12 : Variation de la résistance à la compression et à la traction du sable d'Hostun traité ainsi que le rapport entre ces deux paramètres

3.3.2.6 Module de Young du sable d'Hostun traité au ciment CEM III

Dans le but de déterminer le module de déformation statique de notre matériau, trois jauges de déformation sont collées sur chaque éprouvette testée à la compression simple. Une imperfection, même minime, dans la confection des éprouvettes est inévitable. Une simple imperfection de surfacage, de contact lors de l'essai ou de mise en place peut augmenter ou réduire les déformations sur une tranche de l'éprouvette. L'utilisation de trois jauges sur chaque éprouvette nous permettra de détecter toute imperfection en faisant la moyenne des trois modules obtenus à partir de chaque jauge. La Figure 36 montre l'évolution de la contrainte en fonction des déformations captées par chacune des trois jauges collées sur une éprouvette testée à 21 jours.

Les essais réalisés montrent que les modules de Young s'écartant à 50% de la déformation de rupture (E_{50}) du sable d'Hostun traité évoluent de 2.7 GPa à 7 jours à 4.9 GPa à 28 jours. Comme pour la résistance à la compression, l'évolution du module est substantielle entre 7 et 14 jours. Le Tableau 13 présente l'évolution du rapport entre le module de Young et la résistance à la compression (E_{50}/R_c) en fonction du temps de cure. Ce rapport prend des valeurs allant de 1687 à 7 jours et décroît jusqu'à atteindre 1289 à 28 jours.

Ces rapports, même s'ils semblent être supérieurs aux plages de rapports proposées par Bruce (2001) et Topolnicki (2004), correspondent bien aux résultats de l'étude réalisée par Huybrechts et Denies (2011) dans laquelle ce rapport atteint 1460.

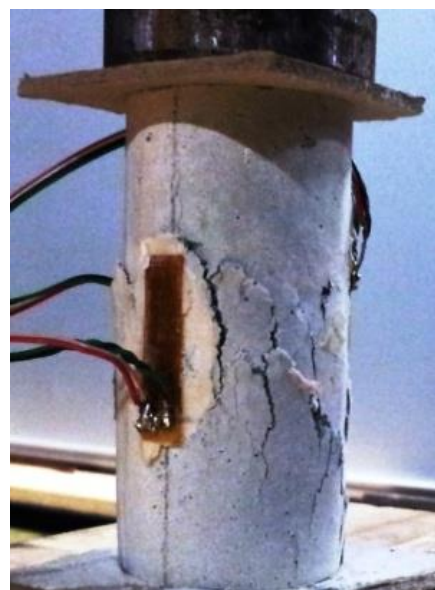
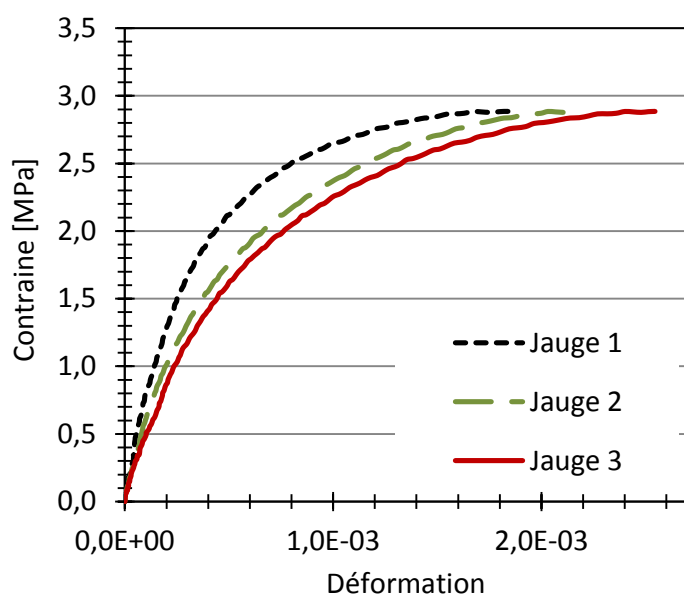


Figure 36 : Evolution de la contrainte appliquée sur un échantillon du mélange 2 à 21 jours en fonction des déformations enregistrées par les trois jauges collées sur l'éprouvette

Age (Jours)	Rc (MPa)	E ₅₀ (GPa)	E ₅₀ /Rc
7	1.60	2,7	1687
14	2.68	4.0	1492
21	3.25	4.5	1384
28	3.80	4.9	1289

Tableau 13 : Evolution de la résistance à la compression ainsi que du module de Young en fonction du temps de cure des échantillons du mélange 2

3.3.2.7 Module dynamique du sable d'Hostun traité au ciment CEM III

3.3.2.7.1 Concept de la méthode de détermination du module dynamique

Pour déterminer le module dynamique de notre mélange de soil mixing et son évolution avec le temps de cure, des mesures de la vitesse de propagation des ondes ultra-sonores ont été réalisées. Ces essais non-destructifs ont été menés à l'aide de l'appareil Grindosonic. Ces essais sont simples, rapides et faciles à mener. La méthode se base sur la technique de l'excitation par impulsion, ce qui constitue un mode dynamique de détermination des modules élastiques des matériaux. L'opération consiste à exciter l'objet sous contrôle par une légère impulsion mécanique et à analyser le phénomène de vibration transitoire qui s'ensuit.

Un détecteur piézo-électrique ou un microphone est utilisé pour capter la vibration mécanique et la transformer en signal électrique. Un circuit électronique détecte les passages à zéro, marquant les périodes successives avec précision. Dès que le signal commence à décroître, l'instrument mesure chaque période et en garde la valeur en mémoire. Cela continue jusqu'à l'extinction virtuelle du signal. Finalement, le microprocesseur fait l'analyse des informations stockées, sélectionne la composante fondamentale du spectre et affiche le résultat de la mesure.

3.3.2.7.2 Déroulement de l'essai

Après la préparation du mélange de soil mixing, on confectionne des éprouvettes prismatiques de 4 cm de largeur et de hauteur et de 16 cm de longueur en utilisant des moules en acier permettant de réaliser trois éprouvettes par moule.

La première couche est étalée et ensuite serrée par 60 chocs. Puis, la seconde couche de mélange est introduite, nivelée et serrée par autres 60 chocs supplémentaires. L'excès de mélange est enlevé, et la surface des éprouvettes est lissée. Ensuite, les moules sont gardées dans des sacs en plastique fermés et avec un papier saturé d'eau à l'intérieur et stockées sous une température de 20°C.



Figure 37 : Préparation des échantillons : la première couche après 60 chocs - moule dans un sac en plastique avec un papier mouillé

Les essais doivent être effectués dans une ambiance contrôlée et il est important de peser systématiquement l'éprouvette avant chaque essai. La masse est donc mesurée avec une précision de 0,01 g, ainsi que les caractéristiques géométriques de l'éprouvette avec une précision de 0,01 mm. L'éprouvette est mise sur des supports en caoutchouc pour éviter la dissipation des ondes. L'essai est répété jusqu'à l'obtention de 10 valeurs qui s'écartent au maximum 10% de la moyenne.

Les vibrations sont faites suivant la Figure 38, où la flèche représente le capteur piézo-électrique et la croix représente le lieu d'impact avec un marteau.

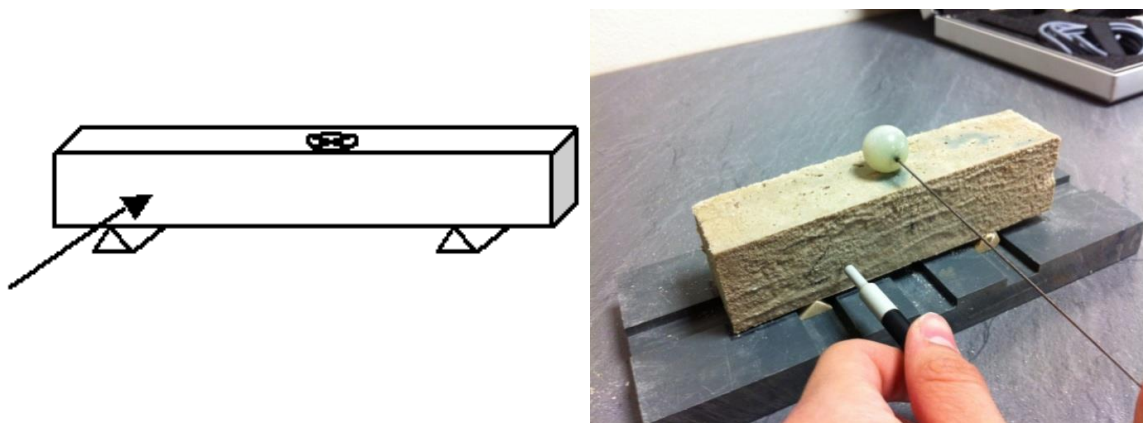


Figure 38 : Méthode d'application des vibrations et de leurs détections

Le calcul du module d'élasticité dynamique de l'éprouvette se fait par la formule suivante:

$$Ed = 0.9465 \left(\frac{m \cdot f^2}{b} \right) \left(\frac{L^3}{t^3} \right) T \quad \text{Equation 10}$$

Où E est le Module de Young dynamique (Pa), m la masse de l'éprouvette (g), b son épaisseur (mm), L sa longueur (mm), t sa hauteur (mm), f la fréquence de résonance fondamentale en flexion (Hz). T1 est un facteur de correction qui tient compte du rapport L/t ainsi que du coefficient de Poisson.

Sur la Figure 39, on peut voir que l'évolution du module dynamique est substantielle entre 7 et 14 jours, ce qui concorde parfaitement avec l'évolution de la résistance à la compression et du module statique entre ces deux âges. A 7 jours, le module dynamique prend une valeur de 3.6 GPa. Cette valeur monte à 5.7 GPa à 14 jours et arrive à 8 GPa après 28 jours.

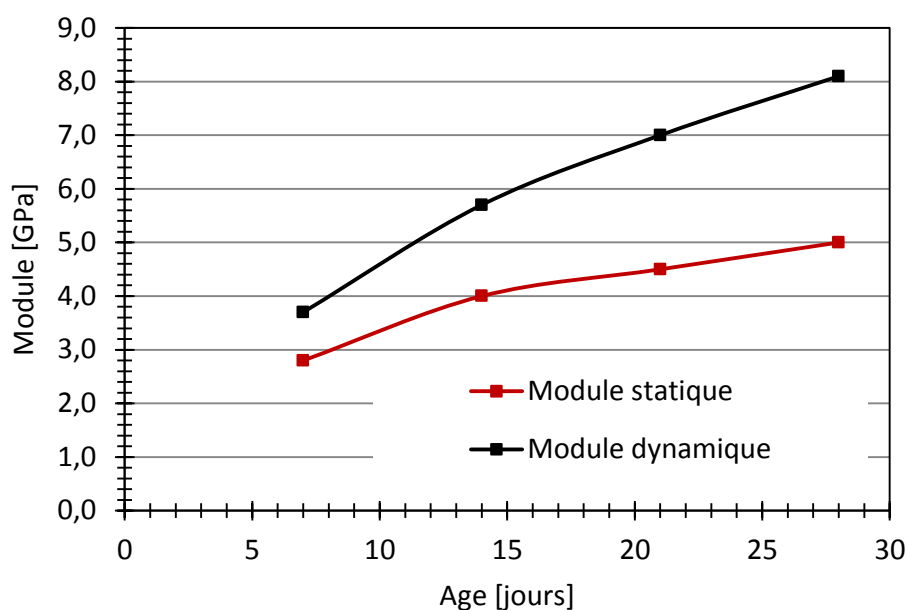


Figure 39 : Evolution des modules statiques et dynamiques en fonction du temps de cure

Une étude réalisée par Khan (2006) met en évidence l'effet de l'indice des vides et du dosage en ciment sur la vitesse de propagation des ondes, et par suite sur l'évolution du module de Young dynamique du sable siliceux traité au ciment. La Figure 40 présente les résultats obtenus des essais réalisés à 28 jours. Pour un dosage en ciment de 15%, le module varie entre 6 GPa et 8.5 GPa. Ces modules correspondent à ceux que l'on a obtenus avec le sable d'Hostun traité avec un dosage en ciment de 15%, dont Ed est de 8.3 GPa à 28 jours.

Le Tableau 14 présente les différences entre les modules statiques et les modules dynamiques, ainsi que le rapport entre ces deux paramètres. A 7 jours, ce rapport s'élève à 0.78 et arrive à 0.6 à 28 jours. Ces rapports semblent être cohérents avec l'étude réalisée par Zheng (2008) sur les propriétés dynamiques du béton traité au caoutchouc. Dans cette étude il étudie le rapport entre le module statique et dynamique. La Figure 41 présente l'évolution des modules statique et dynamique des échantillons de béton traité avec des morceaux de caoutchouc ayant des tailles différentes. Zheng (2008) affirme que dans le cas du béton non traité, le module dynamique est de 37.5% supérieur au module statique. Cette différence peut atteindre les 50% dans le cas du béton traité au caoutchouc.

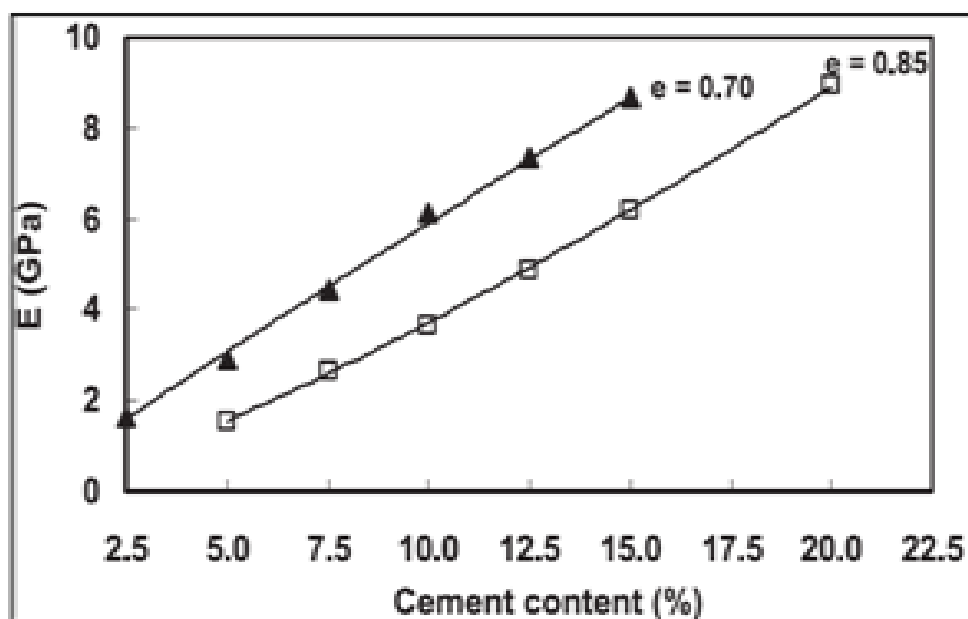


Figure 40 : Evolution du module de Young dynamique en fonction du dosage en ciment, pour deux sols de compacité différente (Khan, 2006)

Age (jours)	Module statique E_{50} (GPa)	Module dynamique E_d (GPa)	E_{50}/E_D
7	2.8	3.6	0.78
14	4.0	5.7	0.7
21	4.5	7.1	0.63
28	4.9	8.3	0.6

Tableau 14 : Evolution du rapport entre le module statique et le module dynamique en fonction du temps de cure

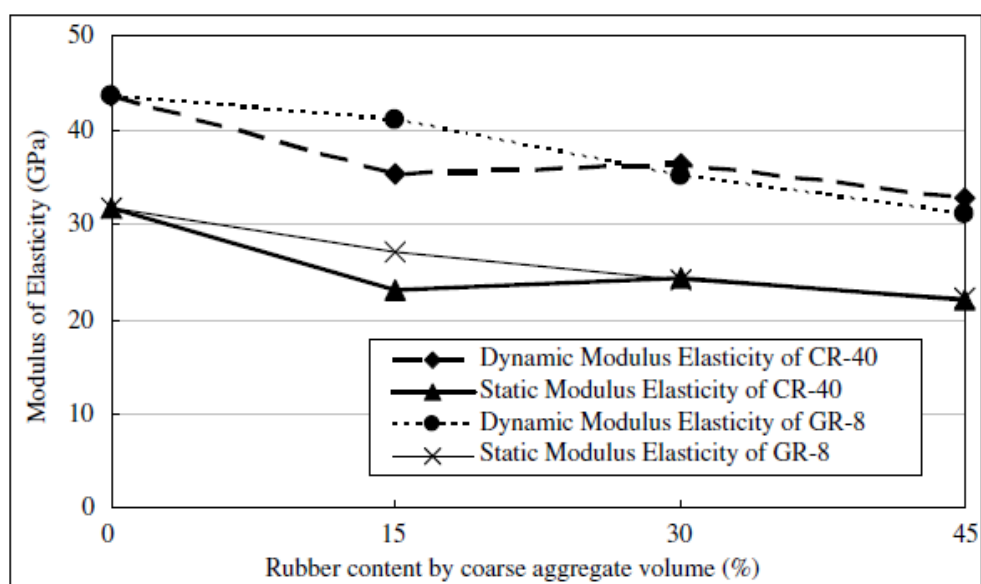


Figure 41 : Evolution des modules statiques et dynamiques du béton traité en fonction de la quantité du caoutchouc ajouté au mélange (Zheng 2008)

3.4 Interface sable d'Hostun/soil mixing

3.4.1 Caractérisation de l'interface sol/structure

Les techniques de renforcement des sols par des inclusions sollicitées axialement, sont basées sur le concept de transfert des efforts au sol par le biais du frottement et d'une contrainte en pointe. Le frottement se développe dans une zone transitoire définie comme étant une fine couche de sol appelée interface entre le sol et la structure. La détermination des propriétés de cette interface est donc un paramètre indispensable pour le dimensionnement des ouvrages renforcés. Les propriétés de l'interface sol/structure peuvent être décrites par le critère de Mohr-Coulomb :

$$|\tau| = c_f + \sigma' \tan \delta \quad \text{Equation 11}$$

- τ : contrainte de cisaillement dans l'interface. Elle reste toujours inférieure ou égale à la résistance au cisaillement du sol
- c_f : adhérence entre le sol et la structure
- σ' : contrainte normale au plan de cisaillement
- δ : angle de frottement de l'interface

Les essais de cisaillement direct à la boîte sont souvent utilisés pour simuler le phénomène de l'interface et trouver ses paramètres en utilisant des appareils adaptés. Parmi ces essais on peut citer :

- Essai de cisaillement direct à contrainte normale constante :

Dans ce type d'essai, la structure est placée dans la demi-boîte inférieure et le sol dans la demi-boîte supérieure. La contrainte normale appliquée sur le sol reste constante tout au long de l'essai en laissant le volume de l'échantillon varier. La croissance et la décroissance du déplacement vertical de l'échantillon est lié strictement à la contractance et la dilatance de l'interface. Les avantages de ce type d'essai sont la simplicité du système et la facilité de la manipulation et de la préparation. Cependant, les déplacements horizontaux mesurés correspondent aux déplacements imposés sur la demi-boîte inférieure. Ceci ne permet pas la distinction entre le glissement du sol sur l'interface et la déformation du sol au dessus de la structure.

- Essai de cisaillement direct à volume constant :

Ce type d'essai permet de maintenir le volume de sol constant tout au long de l'essai. La contrainte normale appliquée sur l'échantillon étant fixée au début de l'essai, cette dernière peut changer durant l'essai. La dilatance du sol implique une augmentation de la contrainte normale alors que la contractance conduit à sa diminution. Ce type d'essai présente une analogie avec le cisaillement autour d'un pieu sans variation de volume où la dilatance a une influence maximale.

- Essai de cisaillement à rigidité constante :

Cet essai implique une condition de rigidité normale constante où le déplacement normal et la contrainte normale varient proportionnellement suivant un rapport K constant. Il permet de présenter l'évolution de la contrainte normale et du déplacement normal qui reproduit l'état de dilatance ou de contractance de l'interface.

Fakharian (2000) résume ces trois types d'essais par la Figure 42, en précisant les conditions imposées sur le bord supérieur de la boîte.

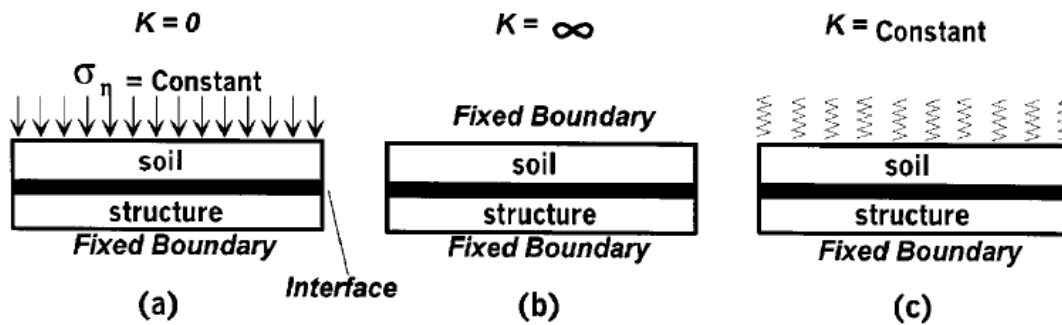


Figure 42 : Conditions aux limites dans la direction normale de l'interface (Fakharian, 2000)

A partir des paramètres de l'interface sol/structure, on peut déterminer le coefficient de frottement μ qui est le rapport entre la contrainte de cisaillement maximale τ_{max} et la contrainte normale appliquée sur la structure :

$$\mu = \frac{\tau_{max}}{\sigma} \quad \text{Equation 12}$$

Concernant l'angle de frottement de l'interface, nombreux sont les paramètres qui peuvent l'influencer. D'après Schlosser et Guilloux (1981), la rugosité de la surface de la structure, les propriétés mécaniques du sol sur place ainsi que la contrainte normale sur la surface de la structure influencent particulièrement les caractéristiques de l'interface. Il faut noter que dans le cas d'un sol pulvérulent dense, la dilatance du sol est un paramètre très prépondérant. Les études réalisées par Bacot (1981) ont montré la présence d'une zone de cisaillement autour des inclusions de renforcement ayant un volume qui dépend de la section de l'inclusion. Cette zone présente des contraintes de cisaillement très élevées, ce qui aboutit à une dilatance du sol autour (Figure 43). L'existence du sol en place empêchant cette dilatance entraîne l'augmentation de la charge normale appliquée sur le fût du pieu. L'évolution de cette dernière implique impérativement des frottements très importants sur les parois latérales des pieux.

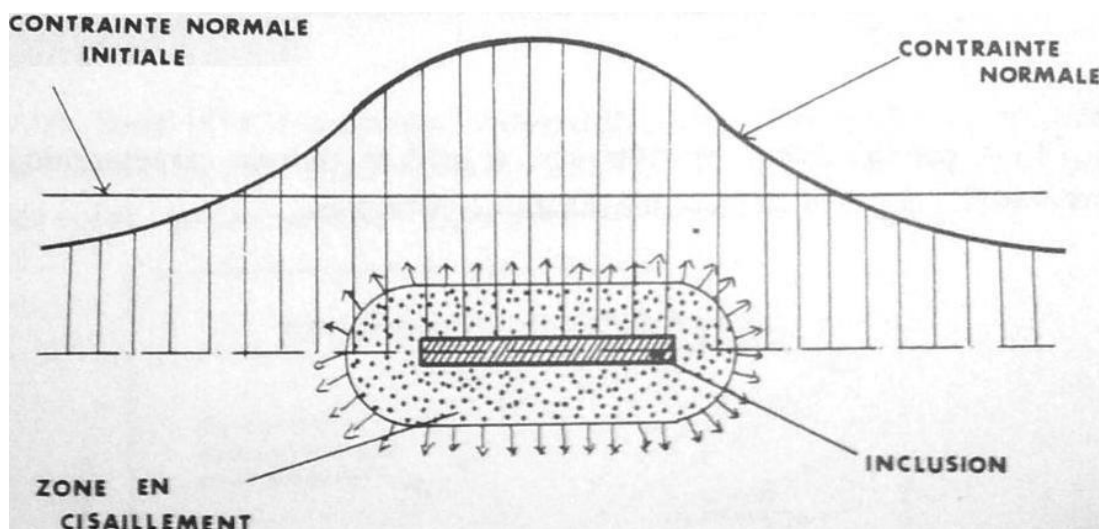


Figure 43 : Mécanisme d'interaction sol structure dans un sol dilatant (Bacot, 1981)

Afin de mettre en évidence la fraction de sol mobilisée dans le frottement d'interface, on détermine un paramètre E_f permettant de trouver l'efficacité de l'interface sol/structure. Ce paramètre est le rapport entre l'angle de frottement de l'interface δ et l'angle de frottement du sol ϕ . Il pourrait être considéré aussi comme étant le rapport des pentes des courbes intrinsèques :

$$E_f = \frac{\delta}{\phi} \quad \text{ou} \quad E_f = \frac{\tan(\delta)}{\tan(\phi)} \quad \text{Equation 13}$$

Concernant les études de l'interface sol/armature en acier, les travaux d'Alimi (1978) montrent que le coefficient d'efficacité prend des valeurs qui varient entre 0.5 et 1. Potyondy (1961) obtient un coefficient de 0.54 pour l'interface sable sec/acier lisse, alors que ce coefficient monte à 0.74 pour l'acier rugueux. Schlosser et Vidal (1979) ont effectué une étude similaire sur des plaques lisses et crénelées et deux différents types de sables. Le Tableau 15 résume leurs résultats.

Type de sol	Angle de frottement du sol ϕ (°)	Armature lisse		Armature crénelée	
		δ (°)	E_f	δ (°)	E_f
Sable de Leucate	43	26	0.60	39 - 41	0.91 - 0.95
Sable calcaire	48	22	0.46	41 - 43	0.85 - 0.90

Tableau 15 : Angle de frottement de l'interface sol/acier d'après Schlosser et al. (1979)

Pour l'interface sol/béton et dans le cas d'un sol granulaire, Bolton (1991) estime que l'angle δ peut être considéré égal à l'angle de frottement critique du sol ϕ'_{cri} . Cela suppose que la profondeur de la texture de la surface du béton soit supérieure au diamètre moyen des grains de sol D_{50} . Sinon, δ correspond au minimum de $(\phi'_{\text{cri}} - 5)$ et 30° .

Bosser (1987) a réalisé des études d'interface entre le sol et différents matériaux de construction (Béton, granite, etc.). Le sol utilisé est un sable sec sous une densité relative de 67% ayant un angle de frottement interne de 38° . Ses résultats ont montré que l'angle de frottement δ est de l'ordre de 24° pour l'interface sable/granite, ce qui donne un coefficient d'efficacité E_f de 0.63 (Figure 44). Cet angle augmente avec l'augmentation de la rugosité de l'interface, et les essais de cisaillement sable/béton lisse montre que δ dépasse les 34° ($E_f=0.89$). Lorsque l'interface est très rugueuse, l'angle δ devient égal à l'angle de frottement interne du sol.

Leonards (1965) a réalisé des essais de cisaillement sable/acier, sable/mortier lisse et sable/mortier rugueux. Le sol utilisé est un sable quartzeux, ayant une densité relative de 92% et un angle de frottement interne de 40° . L'interface sable/acier présente un angle δ de 19.3° , alors que cet angle s'élève à 31.8° pour le mortier lisse et 38.3° pour le mortier rugueux. Ces valeurs correspondent à des coefficients d'efficacité de 0.43, 0.80 et 0.96 respectivement.

Le Tableau 16 synthétise les travaux expérimentaux sur le frottement sol/béton réalisé par Bengabbou (2005). Il met en valeur l'effet des paramètres qui peuvent influencer le frottement à l'interface.

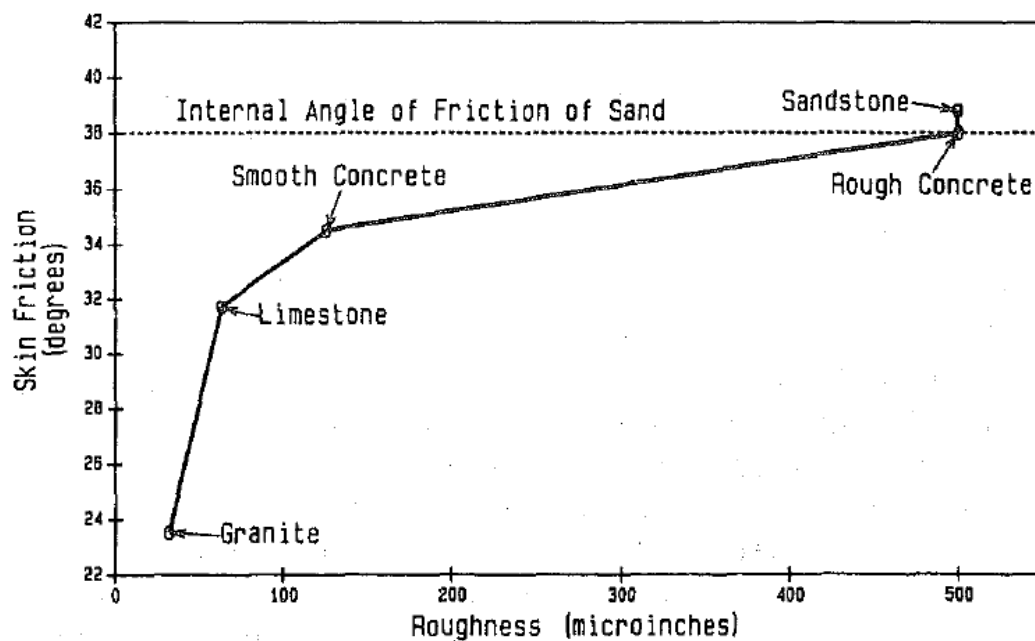


Figure 44 : Evolution de l'angle de frottement de l'interface en fonction de la rugosité des matériaux (Bosscher et al., 1987)

Source	Conditions d'essais				Frottement à l'interface		
	Sable		Type d'interface	Contrainte normale [kPa]	δ/ϕ	Angle δ [°]	Coefficient $\mu = \tan \delta$
	Etat	Φ [°]					
Potyondy (1961)	Saturé dense	39,0	Béton lisse	47,9	0,89	34,4	0,69
		37,0		143,7	0,90	33,2	0,65
	Sec dense	44,3	Béton lisse	47,9	0,89	39,3	0,82
		43,3		143,7	0,89	38,3	0,79
	Sec dense	44,3	Béton rugueux	47,9	0,99	44,0	0,97
		43,3		143,7	0,98	42,3	0,91
Brumand et al. (1973)	Sec dense	40,0	Mortier lisse	8,62 – 86,2	0,77	31,0	0,60
			Mortier rugueux		0,93	37,2	0,76
	Sec dense	48,0	Mortier lisse	8,62 – 86,2	0,97	46,4	1,05
			Mortier rugueux		1,00	48,0	1,11
Kulhawy et al. (1979)	Saturé dense	36,5	Béton préfabriqué lisse	95,8 – 287,5 – 479,2	0,8 - 1,0 (moyenne 0,9)	29,2 - 36,5 (moyenne 33,0)	0,56 - 0,74 (moyenne 0,65)
	Saturé dense		Bétons autres	95,8 – 287,5 – 479,2	1,01– 1,12 (moyenne 1,07)	37 - 41 (moyenne 39,0)	0,75 - 0,87 (moyenne 0,81)
Huck et al. (1981)	-	40,0	Béton lisse	1,38 à	0,25	10	0,18
			Béton rugueux	11,4 x10 ³	0,25	10	0,18
Acar et al. (1984)	Sec moyen dense	~40,5	Béton rugueux (rugosité égale au D ₅₀ du sable)	100	0,91	~37,0	0,75
		~39,5		200	0,91	~36,0	0,73
Goh et al. (1984)	Sec moyen dense	41,0	Béton lisse	100	0,76	31,0	0,60
		39,5		200	0,78	30,8	0,60
		41,0	Béton rugueux	100	0,77	31,7	0,62
		39,5		200	0,8	31,4	0,61
Bosscher et al. (1987)	Sec dense	38,0	Béton lisse	27,6 – 108,6	0,91	34,5	0,69
			Béton rugueux	27,6 – 108,6	1,00	38,0	0,78
Zong-Ze et al. (1995)	Sec dense	34	-	30	1,00	34	0,68

Tableau 16 : Synthèse des travaux expérimentaux sur le frottement sol/béton (Bengabbou, 2005)

3.4.2 Caractérisation de l'interface sable d'Hostun/ soil mixing.

3.4.2.1 Description du montage expérimental

Cette partie traite de l'étude du frottement entre le sable d'Hostun et le matériau de soil mixing dans une boîte de cisaillement direct, afin de trouver les caractéristiques de leur interface. Cette étude vise aussi à mettre en évidence l'effet de la densité relative du sol sur l'évolution des paramètres de l'interface.

La boîte de cisaillement direct utilisée (Figure 45) est formée d'une demi-boîte supérieure de forme cubique ayant une section de $200 \times 200 \text{ mm}^2$ remplie de sable d'Hostun. Elle est fixée à l'aide d'un support équipé d'un capteur de force permettant de mesurer les efforts de cisaillement.

La demi-boîte inférieure est mobile sur une glissière métallique et contient le matériau de soil mixing. Elle possède une section plus large de $300 \times 200 \text{ mm}^2$, ce qui permet de réaliser des essais de cisaillement à surface constante. Les efforts appliqués dans le plan de cisaillement sont générés à l'aide d'un moteur électrique permettant d'appliquer un déplacement imposé sur la demi-boîte inférieure. Un système de bras de levier et de masses permet d'appliquer une charge normale constante sur le sable de la demi-boîte supérieure.

Ce dispositif expérimental est équipé de deux capteurs de déplacement afin de déterminer le tassement du sable et le déplacement de la demi-boîte inférieure durant les essais de cisaillement. Un capteur de force relié à la demi-boîte supérieure permet de mesurer les efforts de cisaillement générés par le déplacement de la demi-boîte inférieure (annexe, Figure 147).

Le pilotage des essais est assuré à l'aide d'un système d'acquisition et d'un ordinateur permettant de suivre et d'enregistrer les données ainsi que de contrôler le bon déroulement des essais.

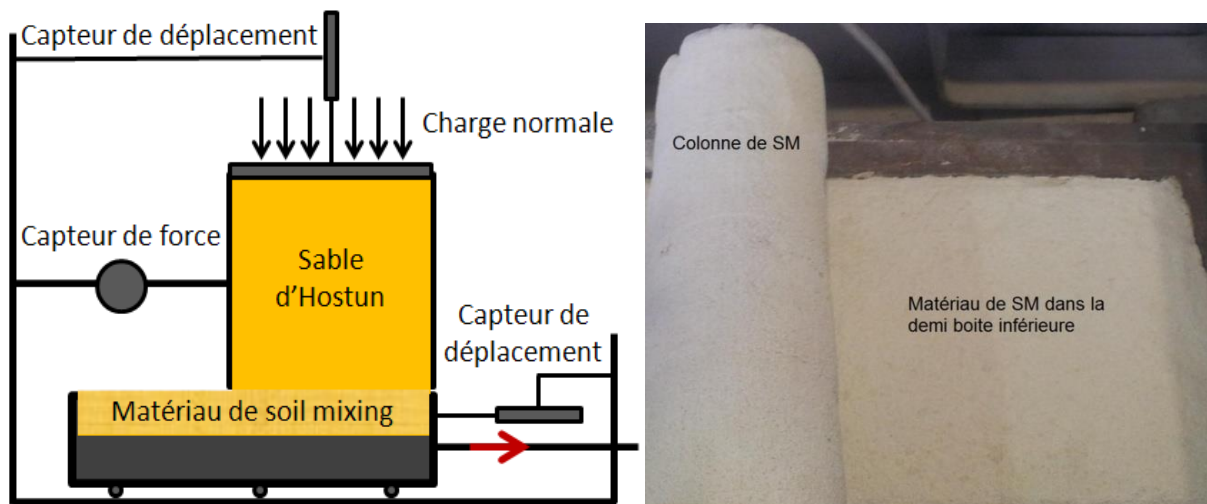


Figure 45 : Boîte de cisaillement directe – Colonne de SM et matériau de SM dans la demi-boîte inférieure

3.4.2.2 Réalisation des essais de cisaillement de l'interface sable d'Hostun/soil mixing

Les conditions de réalisation des essais de cisaillement sont les mêmes que celles des essais de chargement réalisés ultérieurement. Le matériau de soil mixing est préparé au laboratoire suivant les conditions du mélange 2 (C=15%). Il est mis en place dans la demi-boîte inférieure sur une épaisseur de 3 cm qui surmonte un support rigide indéformable. La surface est lissée soigneusement afin qu'elle ressemble au fût des colonnes de soil mixing confectionnées dans la cuve.

La demi-boîte supérieure est remplie de sable d'Hostun HN 31 sous deux états de compacités différents. L'état lâche correspond à un échantillon de sable ayant une densité relative de 24%. Pour l'obtention de l'état dense le sable est mis en place en 3 couches, chacune étalée et damée pour atteindre une densité relative de 68 %.

Les essais de cisaillement sont réalisés 14 jours après la mise en place du soil mixing, afin que ce dernier durcisse. Les essais sont réalisés sans la présence de l'eau, avec un déplacement imposé de 1 mm/minute.

Les courbes de variation de l'effort de cisaillement en fonction du déplacement de la demi-boîte inférieure (τ - u) présentent une forte augmentation des efforts de cisaillement au début des essais (Figure 46). Dans tous les cas, on arrive à la valeur maximale d'effort de cisaillement avant de franchir les 5% de la longueur de la boîte L. La contrainte de cisaillement se stabilise ensuite à une valeur qui correspond à la valeur maximale ($\tau_{\max} = \tau_{\text{palier}}$), ou elle diminue avant de se stabiliser à une valeur constante ($\tau_{\max} > \tau_{\text{palier}}$).

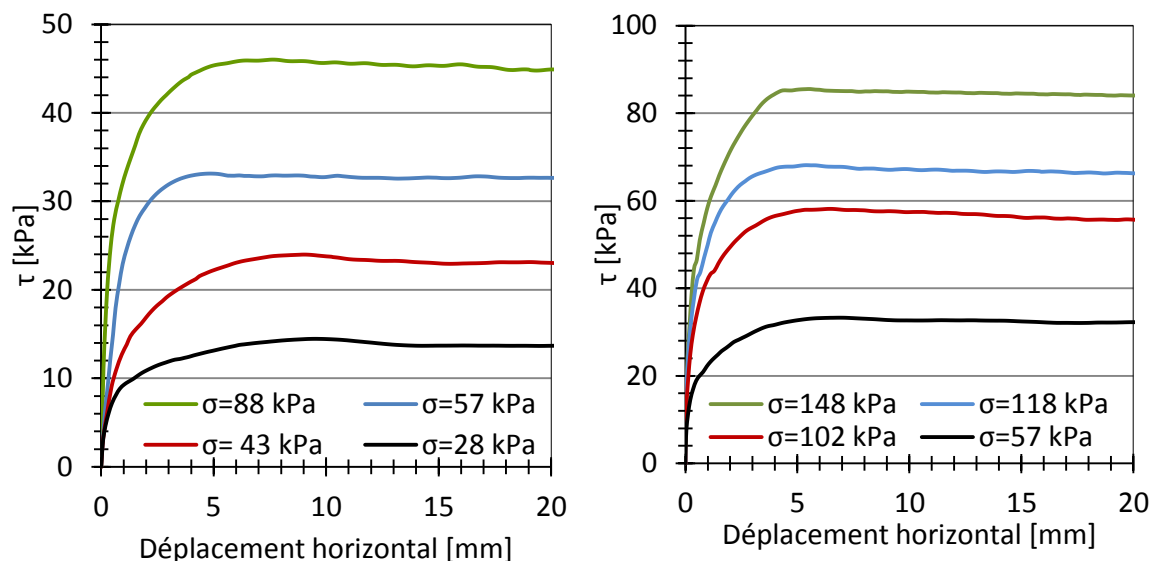


Figure 46 : Variation de l'effort de cisaillement en fonction du déplacement horizontal pour différentes charge normale. A gauche : sable lâche – A droite : sable dense

Avec l'augmentation de la charge normale, la contrainte de cisaillement augmente aussi, et les courbes intrinsèques résultantes des essais de cisaillement permettent d'obtenir les paramètres du critère de Mohr-Coulomb de l'interface sable/soil mixing (Figure 47). Dans le cas du sable d'Hostun lâche ($Dr=24\%$), l'angle de frottement obtenu est de l'ordre de 27 degré alors qu'il est de l'ordre 30 dans le cas du sable dense ($Dr=68\%$).

Un léger pic apparait dans le cas du sable lâche, ce qui se traduit par une très faible différence entre l'angle de frottement au pic et celui obtenu au palier qui est de 0.8 degré. La différence est un peu plus prononcée dans le cas du sable dense ; elle est de l'ordre de

1.6 degré. Les résultats obtenus montrent que l'angle de frottement de l'interface sable d'Hostun/soil mixing est inférieur à l'angle de frottement du sable d'Hostun. Ce constat est le même pour les deux états de compacités testés. On trouve une différence de 2.8 degré au pic dans le cas lâche, alors que la différence au pic est de 5 degré dans le cas dense.

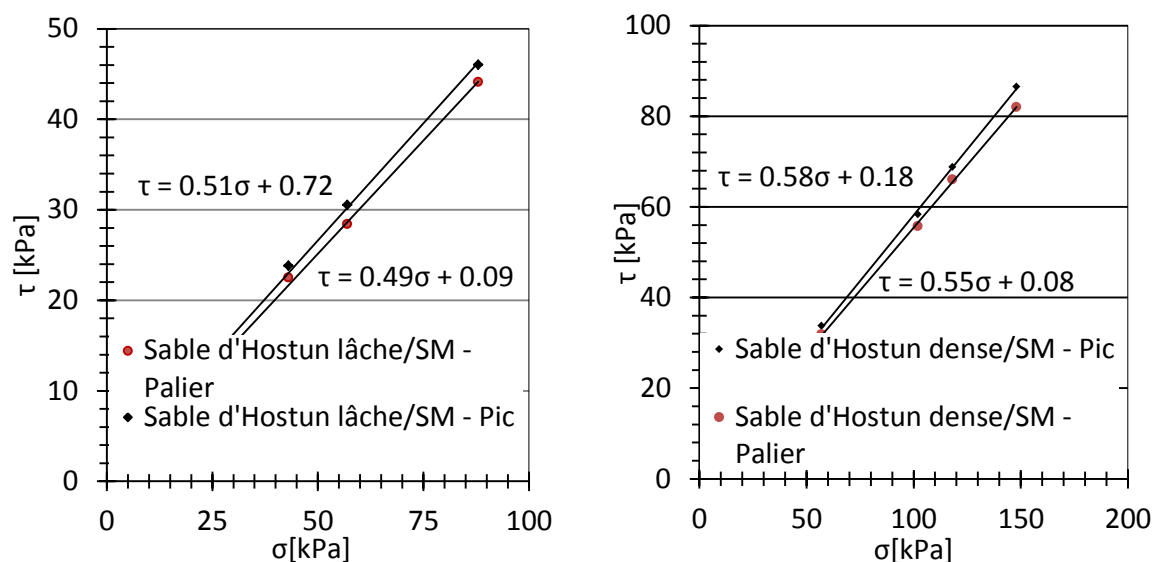


Figure 47 : courbes intrinsèques correspondant aux essais de cisaillement sable d'Hostun/soil mixing.
A gauche : sable lâche – A droite : sable dense

Le Tableau 17 présente l'angle de frottement du sable d'Hostun dans son état lâche et dense, ainsi que l'angle de frottement de l'interface sable d'Hostun/soil mixing pour les mêmes états de compacité. Ces données seront indispensables pour comprendre l'interaction sable – colonne de renforcement ainsi que pour l'alimentation des modèles numériques développés dans le cadre du projet RUFEX.

	Dr (%)	ϕ_{pic}	ϕ_{palier}	ϕ_{sm}/ϕ_s		$\tan\phi_{sm}/\tan\phi_s$		μ_{pic}	μ_{palier}
Sable/Sable (Lâche)	24	-	29.7					-	0.57
Sable/Soil mixing (Lâche)	24	27.2	26	0.925	0.899	0.912	0.877	0.51	0.49
Sable/Sable (Dense)	68	35.4	29.2					0.70	0.56
Sable/Soil mixing (Dense)	68	30.4	28.8	0.859	0.986	0.817	0.982	0.58	0.55

Tableau 17 : Paramètres de l'interface sable d'Hostun/soil mixing

3.5 Synthèse et conclusion

Les travaux réalisés dans le cadre de ce chapitre ont permis de déterminer les caractéristiques mécaniques des matériaux qui seront utilisées ultérieurement dans nos essais de chargement.

Une étude bibliographique globale sur le sable d'Hostun ainsi que quelques essais complémentaires ont été réalisés. Les caractéristiques physiques et mécaniques du sable d'Hostun ont été ensuite déduites. Pour les états de compacités utilisés ultérieurement dans les essais de chargement, l'angle de frottement interne, l'angle de dilatation et le module du sable d'Hostun sont alors connus.

Le matériau de soil mixing a été ensuite formulé et étudié. Des dosages en ciment qui correspondent à ceux utilisés réellement sur les sites de renforcement ont été alors choisis. Des échantillons de soil mixing provenant des différents dosages en ciment ont été confectionnés afin de déterminer leurs résistances à la compression et leurs modules de Young. Cette étude a permis alors de déterminer l'effet du dosage en ciment et l'âge du matériau sur l'évolution des résistances à la compression et des modules statiques.

Pour tous les dosages en ciment, une augmentation substantielle de la résistance à la compression et des modules prend lieu entre 7 et 14 jours. La pente de cette augmentation devient moins importante entre 14 et 28 jours.

En termes de résistances à la traction, le matériau de soil mixing présente des résistances faibles. Mêmes à 28 jours de cure, le matériau présente une résistance qui ne dépasse pas les 800 kPa.

L'appareil Grindosonic a été utilisé pour déterminer les modules dynamiques du matériau de soil mixing. Les résultats montrent que les modules statiques sont de 25% à 40% inférieurs aux modules dynamiques.

L'étude de l'interface entre le matériau de soil mixing et le sable d'Hostun a été réalisée en se servant d'une grande boîte de cisaillement. Ces essais ont permis alors d'obtenir le coefficient de frottement entre le sable d'Hostun et le matériau de soil mixing pour différents états de compacité. Cet élément permettra ensuite de mieux comprendre le comportement de colonnes de soil mixing sous chargement axiale.

4 Dispositif et campagne expérimentale

4.1 Introduction

Afin d'étudier le comportement des fondations superficielles renforcées par des colonnes de soil mixing, une campagne expérimentale a été menée. Le but est de développer un outil permettant de réaliser un modèle physique capable de modéliser à l'échelle réduite, les différentes configurations de renforcement.

Les modèles physiques sur lesquels on travaillera ne respectent pas strictement les règles de similitude. L'objectif du modèle n'est pas de reproduire quantitativement le comportement d'un ouvrage réel mais d'avoir une approche phénoménologique qualitative qui met en valeur l'intérêt de cette méthode de renforcement. Il pourra nous donner la possibilité d'analyser le comportement des fondations composites et de mettre en évidence l'apport de cette méthode de renforcement sur l'augmentation de la capacité portante et la réduction des tassements.

Les résultats de nos essais permettront de constituer une base de données expérimentale qui servira de référence à des approches quantitatives, analytiques ou numériques.

4.2 Description du montage expérimental

4.2.1 Dispositif expérimental

Le montage expérimental est constitué d'une cuve métallique de 2 m de longueur, de 1 m de largeur et de 1 m de hauteur. Cette cuve est partagée en deux compartiments de 1 m³ chacun par une cloison amovible. La cuve est construite à l'aide des profilées métalliques HEB 120 et de tôles métalliques épaisses (Figure 48).

Un bâti métallique spécial est monté sur un système de guidage par rails profilés permettant au dispositif de chargement de se déplacer facilement suivant les axes X et Y en couvrant toute la surface supérieure de la cuve (Figure 49). Un servo vérin hydraulique de 100 kN de capacité et de 250 mm de course maximale est utilisé pour les essais de chargement et lié à une centrale hydraulique (annexe, Figure 148). Cette dernière permettra de mettre le vérin sous pression lorsque c'est nécessaire afin d'appliquer une force ou un déplacement imposé. Le contrôle de vérin ainsi que de la centrale est assuré par une armoire de commande (annexe, Figure 149).

Le guidage sur rails profilés est un système linéaire à billes compact ayant une rigidité et une capacité de charge élevées. Ces guidages supportent des charges dans toutes les directions et des moments autour de tous les axes, ce qui leur offre une bonne adaptation pour des applications avec des exigences élevées en matières de guidages et de positionnement (annexe, Figure 151).

Le dispositif choisi est un système à recirculation à quatre rangées de billes (KUBE 30 L). La capacité de charge de ce guidage sur rail profilé se traduit par :

- Une charge dynamique de base de 34.5 kN
- Une charge statique de base de 74 kN
- Moments statiques M_{0x} , M_{0y} et M_{0z} de 1310, 1240 et 1240 N.m respectivement.



Figure 48 : Montage expérimental – Cuve de 2m³ de volume partagée en deux compartiments et équipée d'un servo vérin (Dhaybi et Pellet, 2012) (à gauche), Servo vérin installé sur des railles et utilisé pour appliquer la charge verticale (à droite)



Figure 49 : Système de guidage sur rail profilé (gauche)- Élément de serrage et de freinage (droite) (fiche technique du produit, Schaeffler Germany)

4.2.2 Méthode de mise en place du sol

La création d'un massif de sol se fait en remplissant chaque compartiment de la cuve par du sable d'Hostun sec sous un état de compacité bien précis. Deux états de compacités ont été utilisés dans nos essais de chargement :

- Un état lâche dont la densité s'élève à 13.80 kN/m^3 . Cet état est obtenu en remplissant la cuve par couches de 10 cm. Pour chaque couche, 140 kg de sable d'Hostun seront versés et soigneusement étalés afin de garantir la bonne homogénéité du massif. Une fois le massif réalisé, la surface est bien arasée et lissée afin qu'elle soit parfaitement horizontale. Des mesures sont ensuite réalisées pour calculer la vraie hauteur du massif et connaître son volume. La cuve pleine est ensuite pesée, la valeur obtenue servira ensuite pour calculer la masse du massif en retranchant la masse de la cuve vide.
- Un état dense dont la densité s'élève à 15.00 kN/m^3 . Pour obtenir cette densité, une masse de 152 kg est versée pour chaque couche de 10 cm. Une fois le sable versé, il est soigneusement étalé et compacté en utilisant une dame rectangulaire de 20 cm X 25 cm ayant une masse de 8 kg. Cette procédure est répétée pour chaque couche jusqu'à la création complète du massif. Comme dans l'état lâche, des mesures sont réalisées ensuite permettant d'obtenir la densité globale du massif de sable dense.

La procédure de mise en place du sable d'Hostun décrite précédemment a présenté une bonne reproductibilité au niveau des densités. Pour les massifs lâches, les densités obtenues restent toujours dans l'intervalle (13.76 kN/m^3 ; 13.92 kN/m^3). Pour les massifs denses, les densités sont comprises dans l'intervalle (14.93 kN/m^3 ; 15.14 kN/m^3). Ces valeurs montrent une efficacité de la méthode de mise en place du sable. Par contre, l'homogénéité du massif lui-même reste en question. La vérification de l'homogénéité à l'intérieur du massif de sable sera étudiée ultérieurement (paragraphe 4.3).



Figure 50 : Procédure de mise en place du sable d'Hostun dans la cuve (massif lâche)

4.2.3 Procédure de la mise en place des colonnes de soil mixing

Le mélange de soil mixing est préparé au préalable au laboratoire, en suivant le protocole précédemment décrit. Une fois le mélange préparé, un tube en acier de 50 cm de hauteur et de 7 cm de diamètre intérieur (annexe, Figure 156) est installé dans le sol en l'enfonçant verticalement dans le sable. La verticalité du tube est vérifiée à l'aide d'un niveau tout au long de la procédure d'installation. Une fois le tube installé, le sable qui se trouve à l'intérieur est aspiré en utilisant un aspirateur électrique et en laissant 2 cm de sable au fond de tube. Ces 2 cm sont laissés pour éviter d'aspirer un excès de sable, et perturber l'état d'homogénéité du massif surtout sous la pointe de la colonne.

Une portion du mélange capable de former une partie de 6 cm de la colonne est ensuite versée dans le tube. Le matériau est ensuite étalé à l'aide d'une tige puis avec une petite dame, on bloque le mouvement vertical du mélange et on soulève le tube. Cette procédure est répétée plusieurs fois jusqu'à la réalisation complète de la colonne (Figure 51).

A la fin de cette procédure, on obtient une colonne de 45 cm de longueur et de 7 cm de diamètre. Même si le tube est de 50 cm de longueur, ce dernier est équipé par deux manettes sur sa partie supérieure qui restent toujours au dessus du sable ce qui réduit la longueur des colonnes de 3 cm. A cela s'ajoute les 2 cm de sable laissés au fond du tube et qui ne sont pas aspirés. Au final, la longueur du tube est réduite de 5 cm.

Le but de cette procédure est de se rapprocher des conditions de mise en place sur site réel. Il est souhaité que les colonnes durcissent au sein du massif de sol afin de reproduire au mieux les conditions in situ. En effet, l'évolution de la résistance des éprouvettes au laboratoire se fait dans des conditions stables et contrôlées et leurs caractéristiques géométriques (fût lisse) et mécaniques sont optimales, ce qui n'est pas le cas dans la réalité.

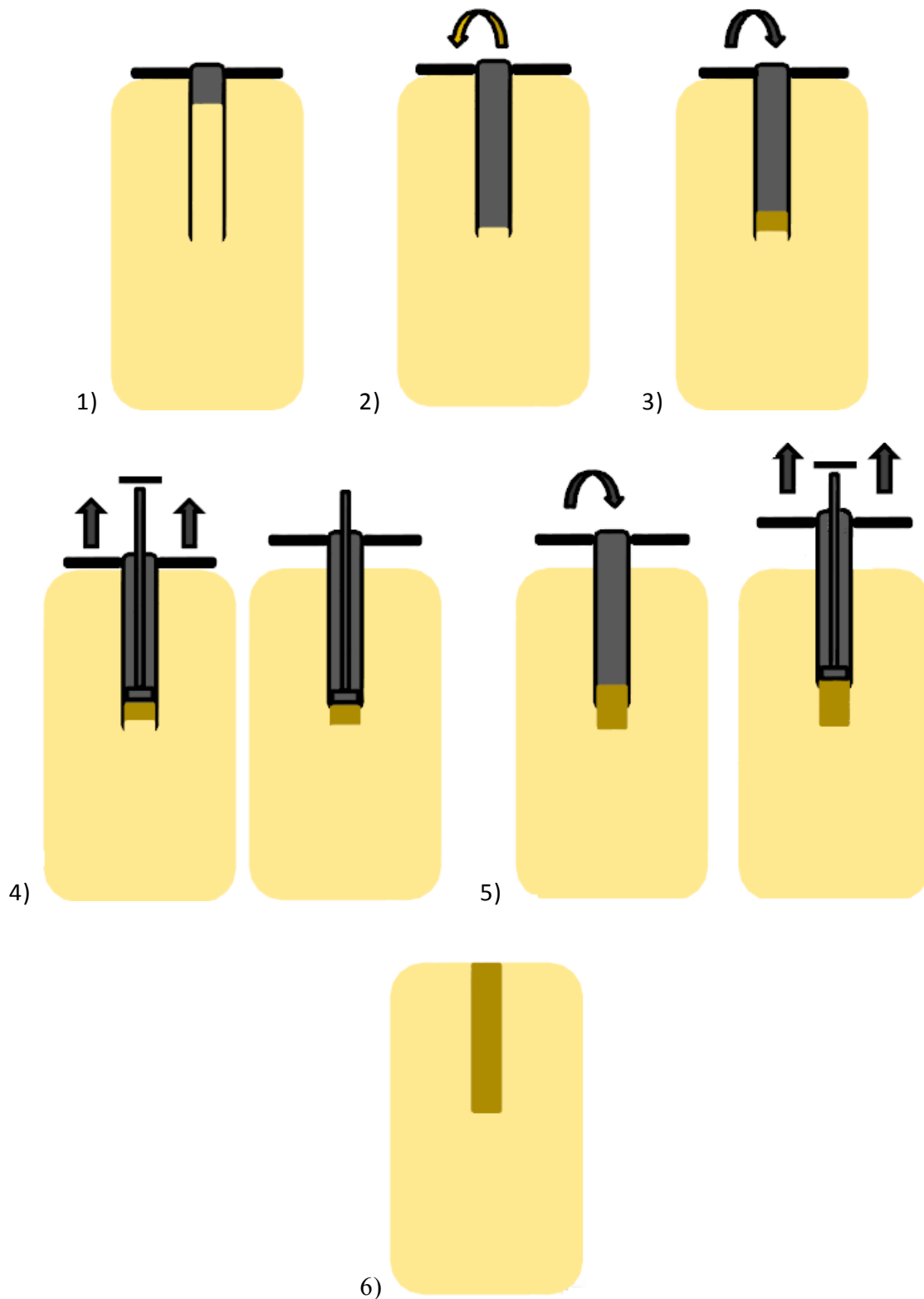


Figure 51 : Procédure et étapes de mise en place d'une colonne de soil mixing. 1) mise en place du tube dans le sol, 2) aspiration du sable se trouvant dans le tube, 3) mise en place d'une portion du mélange de soil mixing préparé, 4) blocage du mouvement vertical du mélange puis soulèvement du tube, 5) répétition des étapes 3 et 4, 6) colonne de soil mixing installée dans le sable (résultat final)



Figure 52 : Colonne de soil mixing exhumée après 14 jours

Pour vérifier que notre procédure de mise en place des colonnes de soil mixing permet d'obtenir des colonnes homogènes, un test d'homogénéité est mené sur des colonnes mises en place selon le protocole précédemment décrit (les colonnes n'étant pas chargées mécaniquement). Après l'installation de la colonne, on la laisse durcir dans le sable. Pour chaque âge, trois colonnes sont mises en place puis extraites le jour j . Les trois colonnes sont découpées afin de préparer des éprouvettes de 14 cm de longueur et de 7 cm de diamètre. Six éprouvettes sont ensuite surfacées à chaque extrémité afin de les tester en compression simple. La Figure 53 montre des éprouvettes provenant des colonnes découpées après 21 jours et qui ont été testées en compression simple. Leur mode de rupture est caractéristique de l'essai de compression (surface de rupture sub-verticale).



Figure 53 : Epreuves surfacées provenant des colonnes de soil mixing (à gauche) – Epreuves après un essai de compression simple (à droite)

Le Tableau 18 présente les résultats des essais de compression simples réalisés sur les échantillons provenant des colonnes de soil mixing. Ces résultats sont ensuite comparés aux résistances obtenues à partir des éprouvettes confectionnées au laboratoire. Ils montrent que les colonnes présentent une bonne homogénéité. En effet, les éprouvettes provenant des différentes colonnes présentent des résistances très proches avec une faible variation de résistances. Cela confirme l'efficacité et la bonne reproductibilité de notre procédure de réalisation des colonnes de soil mixing. Cependant, les résistances obtenues sont légèrement inférieures à celles des échantillons de laboratoire. Cela est forcément lié à la différence entre les conditions de cure du matériau de soil mixing. Ce dernier durcit dans des conditions optimales dans le cas des éprouvettes confectionnées au laboratoire, ce qui n'est pas le cas pour nos colonnes.

Jours	Ech 1 (MPa)	Ech 2 (MPa)	Ech 3 (MPa)	Ech 4 (MPa)	Ech 5 (MPa)	Ech 6 (MPa)	Moy (MPa)	Ecart type	EchLab (MPa)
7	1.45	1.38	1.44	1.41	1.55	1.51	1.46	0.06	1.60
14	2.43	2.47	2.51	2.64	2.66	2.58	2.55	0.09	2.64
21	3.09	3.27	3.24	3.03	3.29	3.13	3.18	0.11	3.25
28	3.73	3.86	3.69	3.77	3.92	3.54	3.75	0.13	3.80

Tableau 18 : Resistance a la compression des éprouvettes provenant des colonnes de soil mixing - comparaison avec les éprouvettes confectionnées au laboratoire

4.3 Test d'homogénéité – Essais Panda 2

4.3.1 Objectif de la réalisation des essais

L'homogénéité de nos massif de sol est un paramètre fondamental pour le bon déroulement des nos essais de chargement. La méthode de mesure de la densité de nos massifs de sable reste toujours globale. En mesurant le poids et les dimensions de notre massif de sol, on aura la densité du sol, mais l'état d'homogénéité reste toujours en question.

Dans le but de lever toute ambiguïté sur l'efficacité de notre méthode de mise en place du sol, des essais de pénétration dans la cuve ont été réalisés. Ces essais permettront de tester des massifs dans un état lâche et dense en précisant la variation de densité avec la profondeur et la position du sondage.

Pour ces raisons, SolSolution est intervenu sur les locaux de l'INSA afin de réaliser des essais de type Panda 2. Cette procédure développée par Benz (2009), permet de vérifier l'état d'homogénéité de deux massifs de sable d'Hostun préparés au préalable. Ces deux massifs présentent deux états de compacité différents. Au total, 19 essais de pénétration dynamique ont été réalisés. Ces essais sont partagés en deux parties : des essais d'étalonnage permettant de déterminer les courbes de calibration liées au sable d'Hostun, et des essais réalisés dans la cuve expérimentale permettant de tester l'état de compacité du sol et son homogénéité.

4.3.2 Description du Panda

Le pénétromètre Panda a été développé par Gourvès (1989). Il s'agit d'un pénétromètre dynamique dont le principe est d'enfoncer dans le sol par battage manuel une pointe fixée sur une tige à l'aide d'un marteau spécifique. Cet outil permet ensuite d'enregistrer la résistance en pointe q_d , ainsi que son enfoncement.

L'utilisation du Panda dans cette étude est motivée par ses nombreux avantages :

- Le domaine d'application de l'outil est principalement celui de la reconnaissance des couches ayant une faible résistance.
- La maîtrise de l'énergie de battage permet à l'utilisateur de s'adapter avec l'augmentation de la profondeur, et par suite de contrôler l'intensité du choc qu'il applique.
- L'outil est léger et de taille réduite, ce qui rend son utilisation simple et rapide.

- Sa fiabilité a été démontrée sur différents sols sableux (sable de l'Allier et sable de Fontainebleau) (Benz, 2009).

Afin de mesurer l'énergie de l'impact et l'enfoncement de la pointe, le pénétromètre Panda 2 est composé de plusieurs éléments (Figure 54) :

- Un marteau
- une tête de battage
- un train de tige
- un système de capteur permettant de mesurer l'énergie de battage
- un capteur de déplacement qui mesure l'enfoncement du pénétromètre après chaque impact
- une pièce guide permettant d'assurer la verticalité du système suivant l'axe z
- Une unité centrale pour l'acquisition des signaux provenant des capteurs
- Un boîtier calculateur, ou terminal de dialogue, qui calcule instantanément la résistance en pointe q_d suivant la formule des Hollandais et enregistre ensuite le couple z - q_d . Le tout sera ensuite transmis à un PC pour être traité à l'aide d'un logiciel PANDAWin. On rappelle que la formule des Hollandais permet de relier la résistance de pointe à plusieurs facteurs liés à l'essai dynamique (Gonin, 1999):

$$q_d = \frac{E \cdot M}{A \cdot e \cdot (M + P)} \quad \text{Equation 14}$$

Où M est la masse du marteau (masse frappante), P est la masse du corps du pénétromètre (masse du corps entraîné par le battage), e est l'enfoncement de la pointe, E l'énergie de battage et A la section de sa pointe.

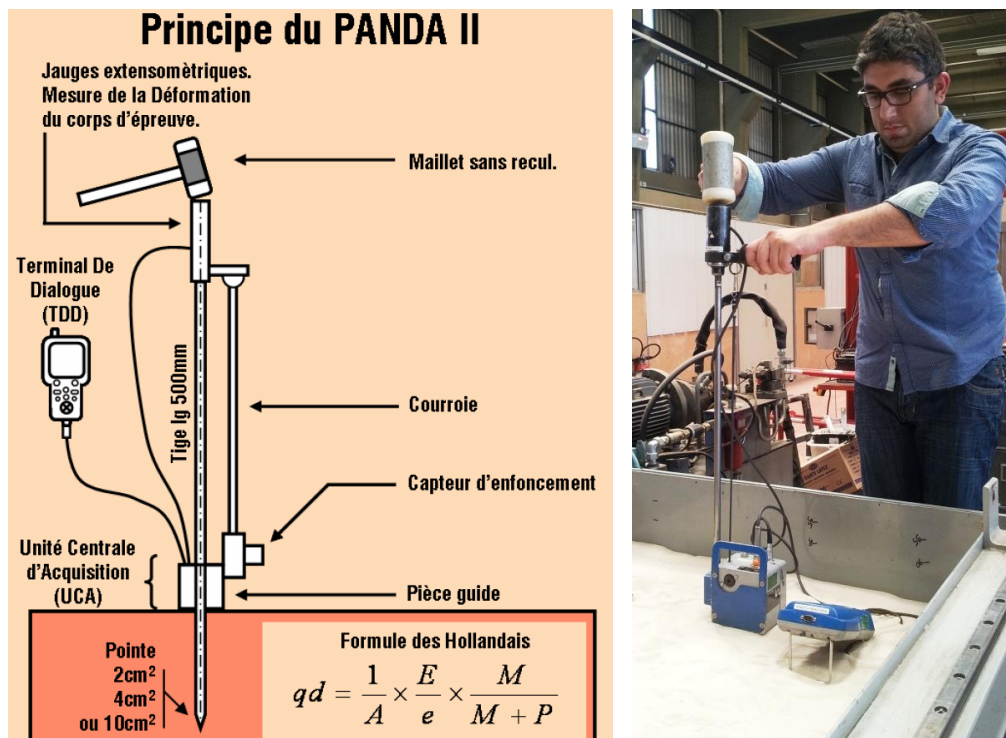


Figure 54 : Composition du pénétromètre dynamique Panda 2 (Benz 2013) – Essai Panda 2 réalisé dans un massif de sable d'Hostun dense

Les essais au pénétromètre dynamique permettent d'obtenir un pénétrogramme qui présente l'évolution de la résistance de pointe en fonction de la profondeur (Figure 55). Zhou (1997) a défini une profondeur critique z_c , jusqu'à laquelle la résistance en pointe reste toujours fonction de la profondeur. Au delà, et pour des profondeurs maximales modestes, celle-ci se stabilise à une valeur intrinsèque au sol testé, dans son état de teneur en eau et de densité. Il faut noter que cette valeur est fonction de la taille de la pointe du pénétromètre et de l'angle de frottement du sol.

Diverses études ont montré que dans un milieu granulaire homogène, le pénétrogramme Panda peut être représenté dans un espace ($\log q_d - z$) par deux droites qui définissent 3 paramètres (Benz 2009) :

- La résistance en pointe en surface q_{d0} .
- La résistance en pointe stabilisée q_{d1} (pour $z > z_c$).
- La profondeur critique z_c .

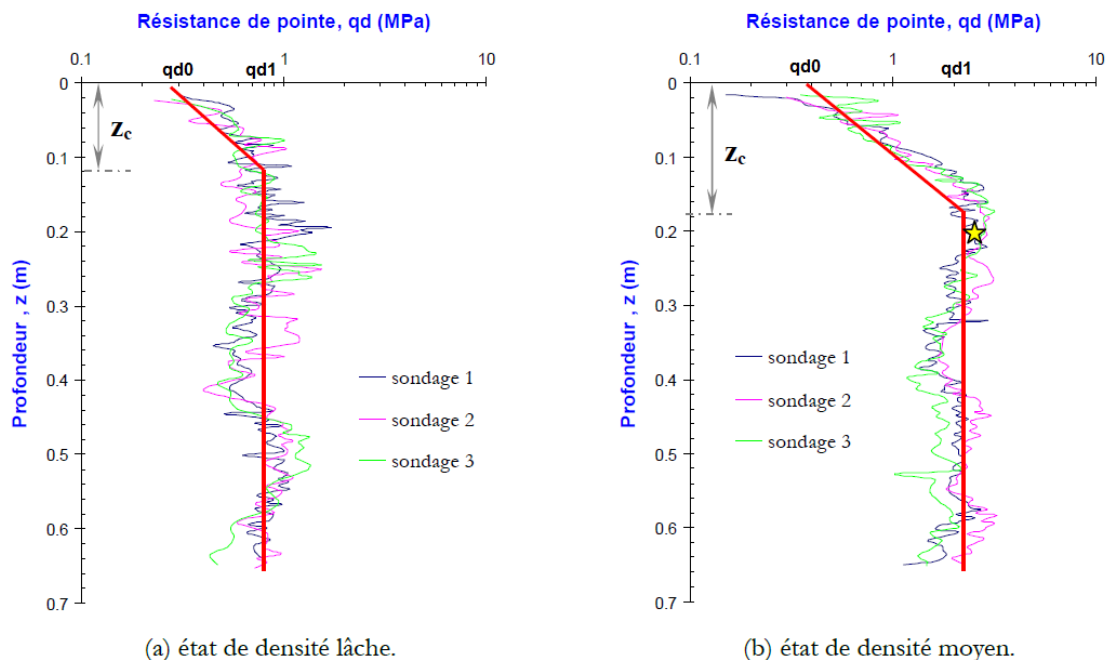


Figure 55 : Pénétrogramme obtenus dans les chambres d'étalonnage du sable de l'Allier (Benz 2009)

4.3.3 Essais de calibration du sable d'Hostun HN31

Avant de tester l'homogénéité des massifs de sable préparés dans la cuve, des essais d'étalonnages ont été réalisés. Le but de ces essais est de réaliser les courbes de référence du sable d'Hostun. Ces courbes permettront de retrouver la loi expérimentale reliant les paramètres intrinsèques (q_{d0} , q_{d1} et z_c) à la densité sèche du sable.

Pour ces raisons, des moules d'étalonnage ont été remplis par du sable d'Hostun sous différents états de compacité. Les moules en acier rigide font 26 cm de diamètre et 80 cm de hauteur. Le Tableau 19 présente les états de compacité réalisés dans les moules d'étalonnage. Les densités utilisées varient entre 10.69 kN/m^3 , pour le sable dans son état foisonné, et 15.31 kN/m^3 pour le sable dans son état dense. La variation de la densité est obtenue en faisant varier l'énergie de compactage fournie lors du remplissage des moules.

Le Tableau 19 présente l'état de compacité, ainsi que la teneur en eau des différentes éprouvettes de calibration. Pour le sondage 7, il était en effet indispensable d'ajouter de l'eau afin d'atteindre un état de compacité assez lâche, inférieur à la densité minimale du sable d'Hostun (sable foisonné).

Numéro du sondage	Caractéristiques du sol	
	Densité sèche (kN/m^3)	Teneur en eau (%)
Sondage 1	13.44	0
Sondage 2	14.62	0
Sondage 3	14.13	0
Sondage 4	14.81	0
Sondage 5	15.30	0
Sondage 6	15.11	3
Sondage 7	10.61	3

Tableau 19 : Caractéristiques des éprouvettes de calibration

La Figure 56 présente l'évolution de la résistance en pointe en fonction de la profondeur pour le sondage 2. Le pénétrogramme peut être assimilé à deux droites qui déterminent ses paramètres. Ces deux droites permettent d'obtenir la profondeur critique z_c qui est de 0.18 m, la résistance en pointe q_{d0} qui est de 0.18 MPa et la résistance en pointe q_{d1} qui est de 0.93 MPa. Ces paramètres propres pour chaque état de compacité permettent de tracer enfin les courbes de calibration du sable d'Hostun. Le Tableau 20 présente les caractéristiques pénétrométriques pour chaque état de compacité testé. L'ensemble des 7 sondages ont permis d'obtenir les caractéristiques liées à des états de compacité différents d'un même sol.

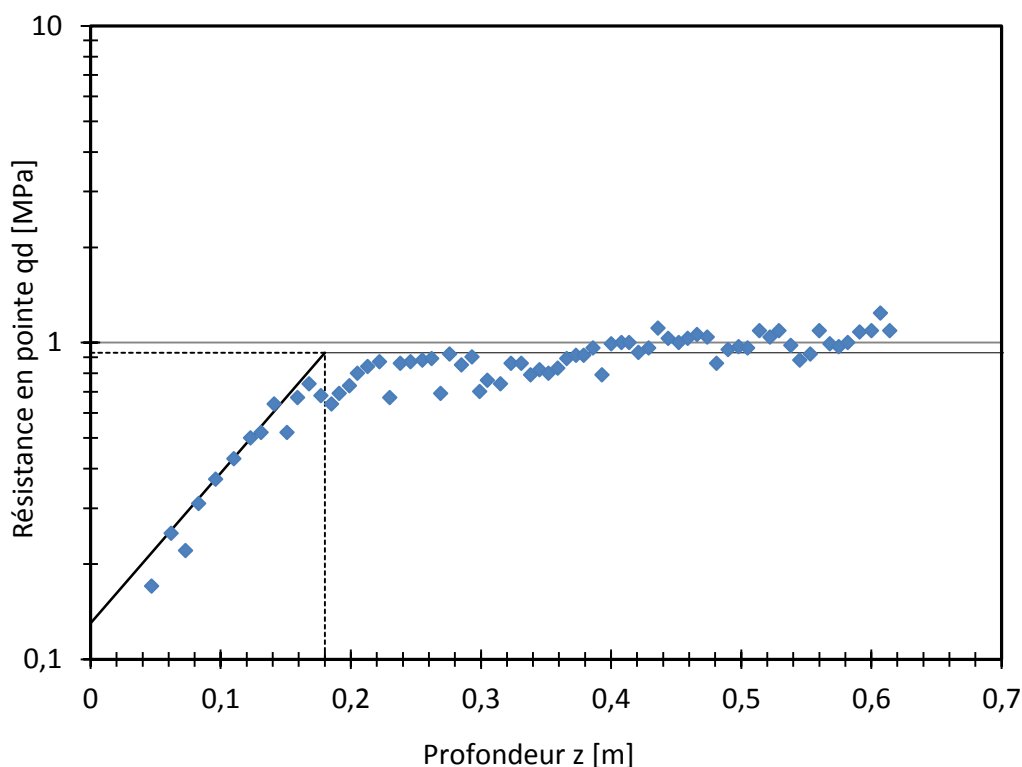


Figure 56 : Pénétrogramme obtenu dans une moule d'étalonnage du sable d'Hostun – Sondage 2

Numéro du sondage	Caractéristiques du sol testé		Caractéristiques pénétrométriques		
	Densité sèche (Ton/m ³)	Teneur en eau (%)	qd ₀ (MPa)	z _c (m)	qd ₁ (MPa)
Sondage 1	13.44	0	0.06	0.05	0.12
Sondage 2	14.62	0	0.13	0.18	0.93
Sondage 3	14.13	0	0.10	0.08	0.48
Sondage 4	14.81	0	0.22	0.22	1.31
Sondage 5	15.30	0	0.32	0.28	3.12
Sondage 7	15.11	3	0.30	0.25	1.85
Sondage 6	10.62	3	0.01	0.01	0.02

Tableau 20 : Résultats des essais de calibration des paramètres pénétrométriques du sable d'Hostun

A partir du Tableau 20, la loi expérimentale reliant les paramètres intrinsèques du sable d'Hostun à sa densité sèche a été trouvée. On établit ensuite les relations qui lient la profondeur critique z_0 , la résistance en surface q_{d0} et la résistance en pointe stabilisée q_{d1} à la densité sèche du sable d'Hostun. Les équations proviennent des courbes présentées ci-dessous (Figure 57, Figure 58 et Figure 59)

- $\gamma_d \text{ (kN/m}^3\text{)} = 1.10 \cdot \ln(q_{d0}) + 16.59$ Equation 15
- $\gamma_d \text{ (kN/m}^3\text{)} = 1.30 \cdot \ln(z_c) + 17.00$ Equation 16
- $\gamma_d \text{ (kN/m}^3\text{)} = 0.88 \cdot \ln(q_{d1}) + 14.62$ Equation 17

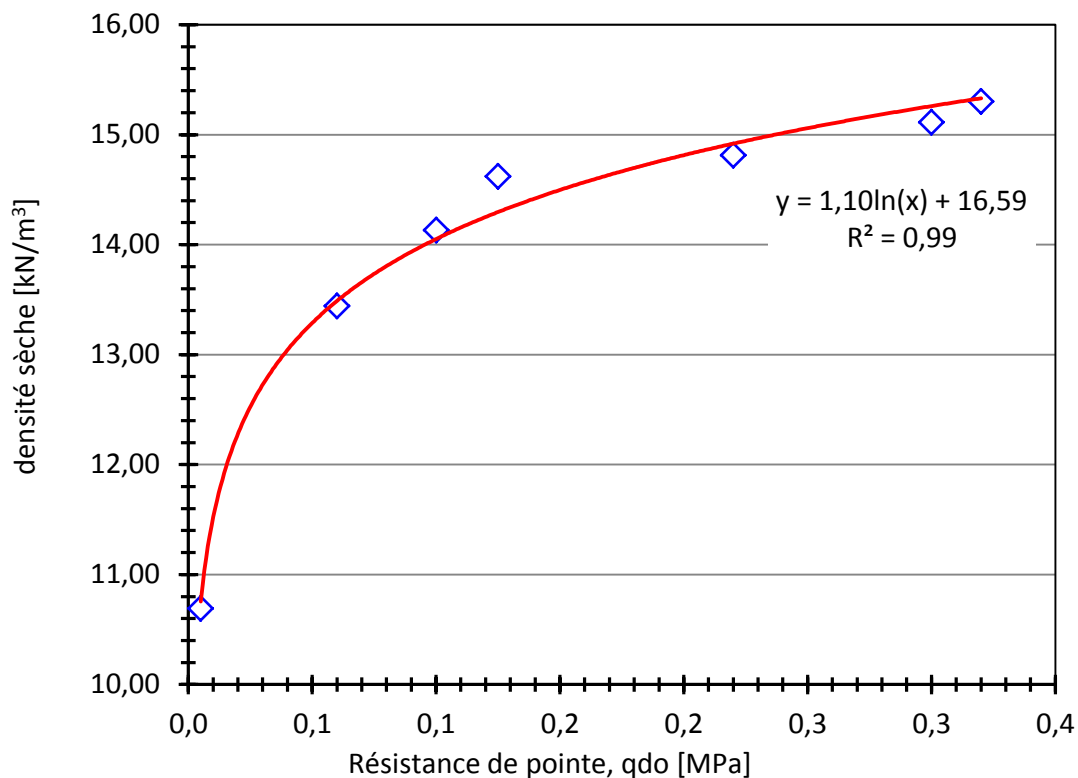


Figure 57 : Evolution de la densité sèche en fonction de la résistance en pointe q_{d0}

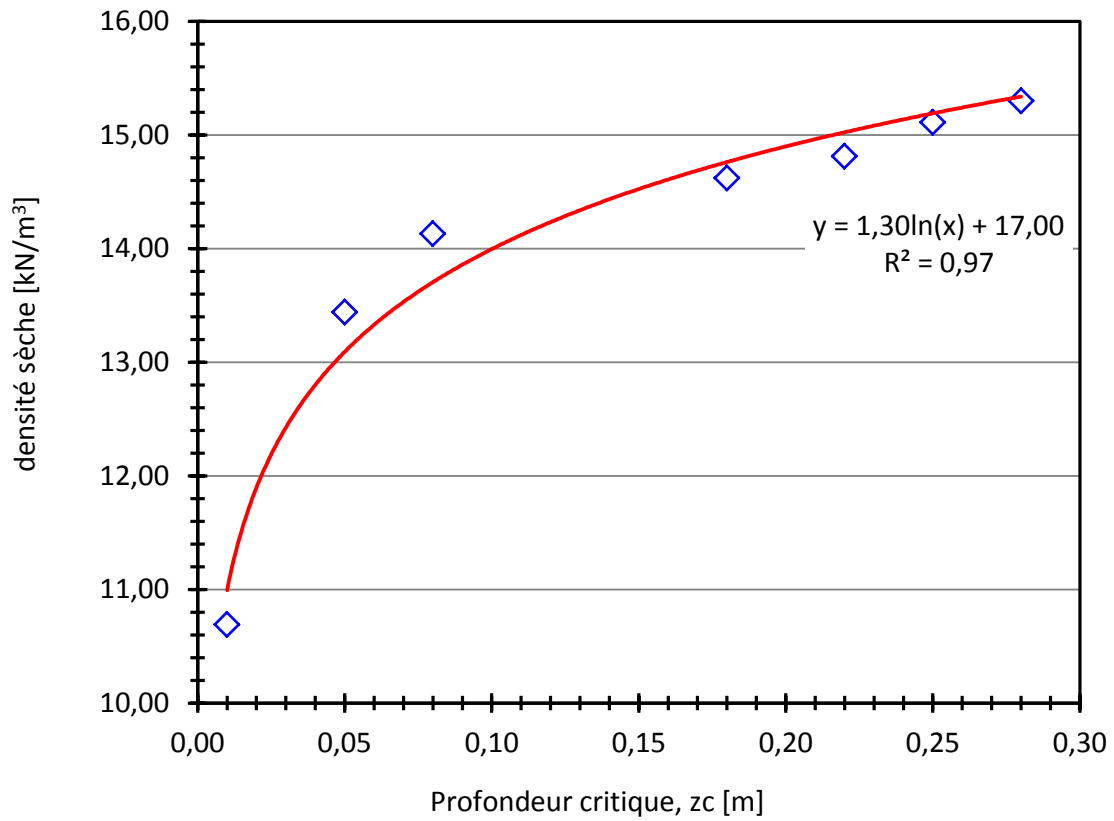


Figure 58 : Evolution de la densité sèche en fonction de la profondeur critique z_c

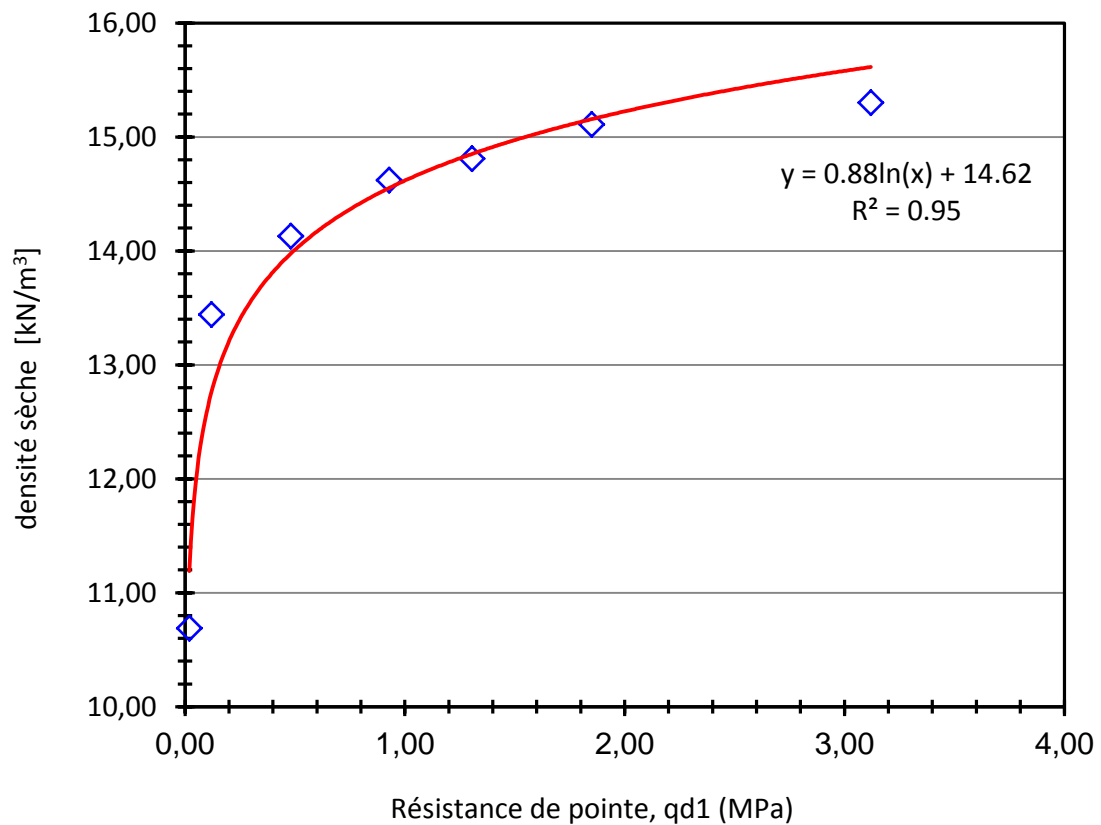


Figure 59 : Evolution de la densité sèche en fonction de la résistance en pointe q_{d1}

4.3.4 Essais de pénétration dynamique dans la cuve expérimentale.

Après avoir établie la loi expérimentale du sable d'Hostun, des essais de pénétration dynamique ont été réalisés sur deux massifs de sable d'Hostun. Le premier présente le sable dans un état lâche alors que le deuxième présente l'état dense. La réalisation des sondages dans chaque massif se fait suivant la figure 60. On s'éloigne de 25 cm des bords de la cuve, puis l'enchaînement des sondages se fait suivant l'ordre numérique indiqué.

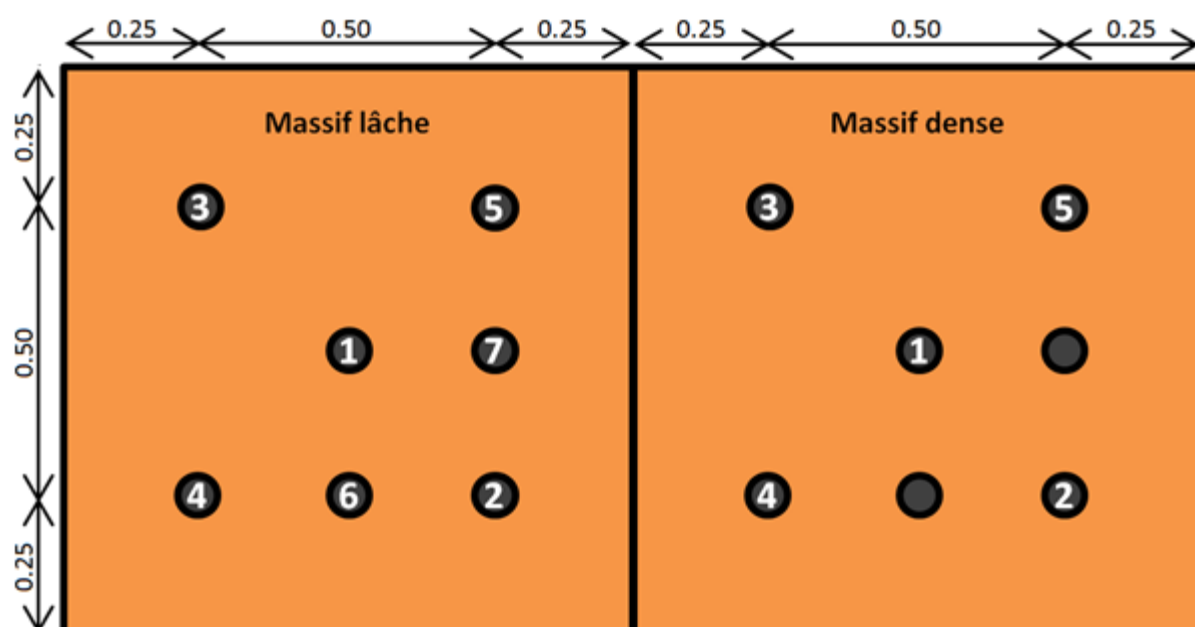


Figure 60 : Schéma d'implantation des sondages pénétrométriques de contrôle dans la cuve – Vue de dessus de la cuve expérimentale

Comme dans les essais de calibration, la pointe utilisée est de 4 mm². Chaque sondage a été tubé en utilisant une gaine en PVC lisse (Figure 61). Ce système de tubage est utilisé pour deux raisons différentes. La première est de maintenir le sol autour de la zone de sondage en gardant le tubage sur place et en dévissant la pointe qui reste aussi dans le sol. De cette façon, on ne risque pas d'influencer l'état de compacité dans les endroits des prochains sondages.

La seconde raison est d'éviter l'effet du frottement sur la tige, ce qui fait que l'effort enregistré suite à chaque choc n'est plus que la résistance en pointe de la sonde. La Figure 61 montre la présence d'une fine membrane compressible et extensible qui lie le tubage en PVC à la pointe. Au début, cette membrane est comprimée et le tubage est presque en contact avec la pointe. Après le choc, la tige et la pointe s'enfoncent dans le sol, la membrane se dilate, alors que le tubage reste en place. Avant d'appliquer le second choc, le tubage en PVC sera enfoncé manuellement jusqu'à la compression complète de la membrane.

Cette procédure est répétée pour chaque choc, jusqu'à atteindre la profondeur maximale où l'effet du fond de la cuve commence à intervenir. Ceci se traduit par une brusque augmentation de la résistance en pointe pour des profondeurs proches de celle du massif de sable sur place. A ce moment, la tige est dévissée pour faire un autre sondage alors que la pointe et le tubage restent en place. La Figure 62 montre la surface du massif du sable dense à la fin du cinquième sondage.

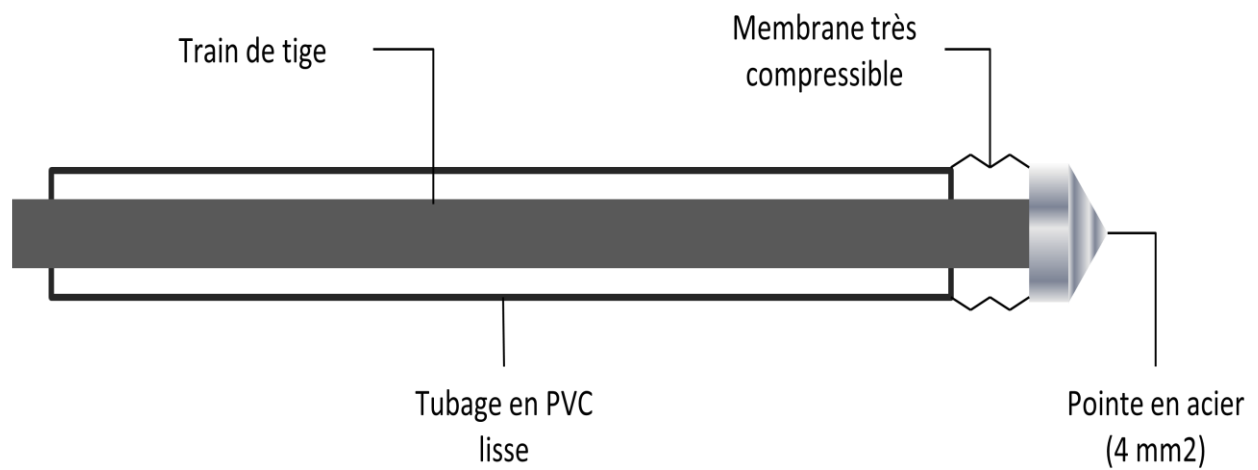


Figure 61 : Description du système de tubage utilisée pour réaliser les sondages

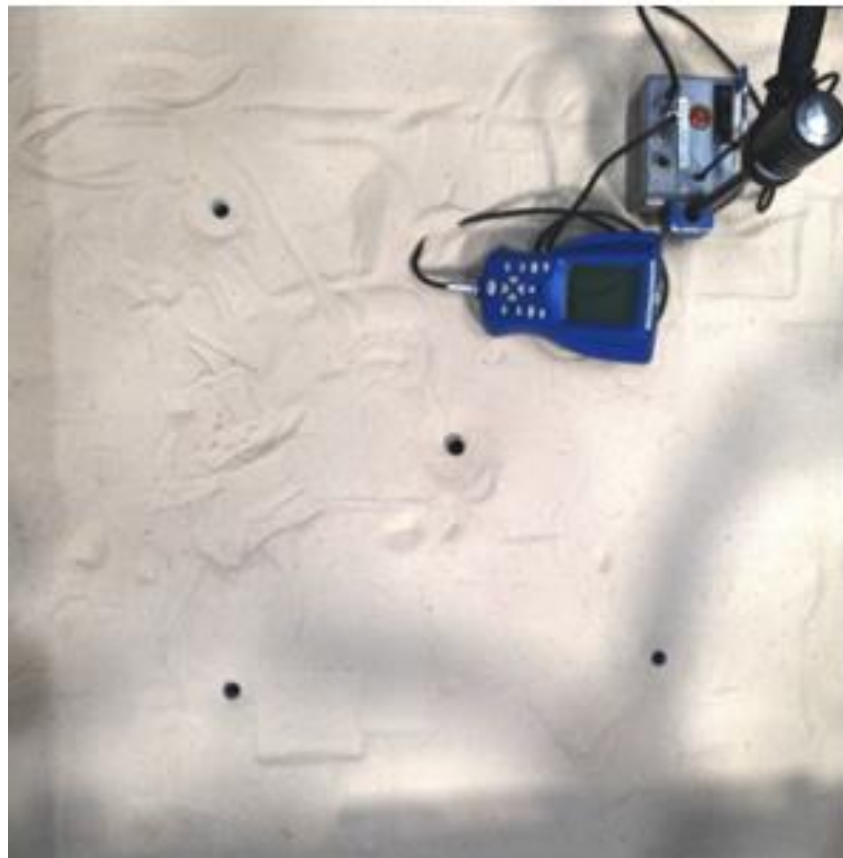


Figure 62 : Surface du massif dense après les cinq sondages avec tubage (vue de dessus)

4.3.4.1 Résultats des essais Panda 2 sur le sable lâche

Les essais Panda sur le sable lâche ont permis d'obtenir l'état de compacité et de vérifier son état d'homogénéité. La Figure 63 présente deux pénétrogrammes provenant des sondages 2 et 3 sur le sable lâche. La résistance en pointe évolue avec la profondeur jusqu'à atteindre une profondeur critique après laquelle elle se stabilise. Cette profondeur a prit des valeurs comprises entre 9 cm et 12 cm suivant la localisation du sondage. Les sondages qui correspondent à des densités plus importantes présentent des profondeurs critiques z_c plus élevées.

En se référant aux pénétrogrammes de chaque sondage on pourra déterminer la densité moyenne dans chaque zone testée. Les résultats des sondages ont donnés des densités sèche moyennes comprises entre 13.83 kN/m^3 et 14.22 kN/m^3 . Ces valeurs nous semblent très encourageantes surtout que la maitrise de l'homogénéité devient plus compliquée avec la diminution de la compacité. Notre méthode de mesure de densité nous a donné une densité globale de l'ordre de 13.95 kN/m^3 , ce qui est en parfaite concordance avec les résultats du Panda 2.

A partir des courbes de références, il est aussi possible de trouver par simple régression linéaire la variation de la densité en fonction de la profondeur pour chaque sondage. A partir de chaque point du pénétrogramme on peut trouver la densité du sol à cette profondeur. La Figure 64 présente la variation de la densité sèche en fonction de la profondeur pour les sondages 2 et 3. Les courbes montrent la présence d'une légère surestimation de la densité pour des faibles profondeurs. Le sol sur lequel on travaille est pulvérulent, sec et se trouve dans un état lâche. De faibles profondeurs tel que 5 cm par exemple restent toujours des zones dures à ausculter.

La Figure 65 présente l'histogramme des fréquences de toutes les densités obtenues à partir de tous les sondages sur le sable lâche. Au total, 700 points ont été enregistrés. A partir de ces points, la densité moyenne est de 14.03 kN/m^3 , avec un écart type de 0.04 Ton/m^3 . Notons que 60% des densités enregistrées sont comprises entre 13.84 kN/m^3 et 14.22 kN/m^3 .

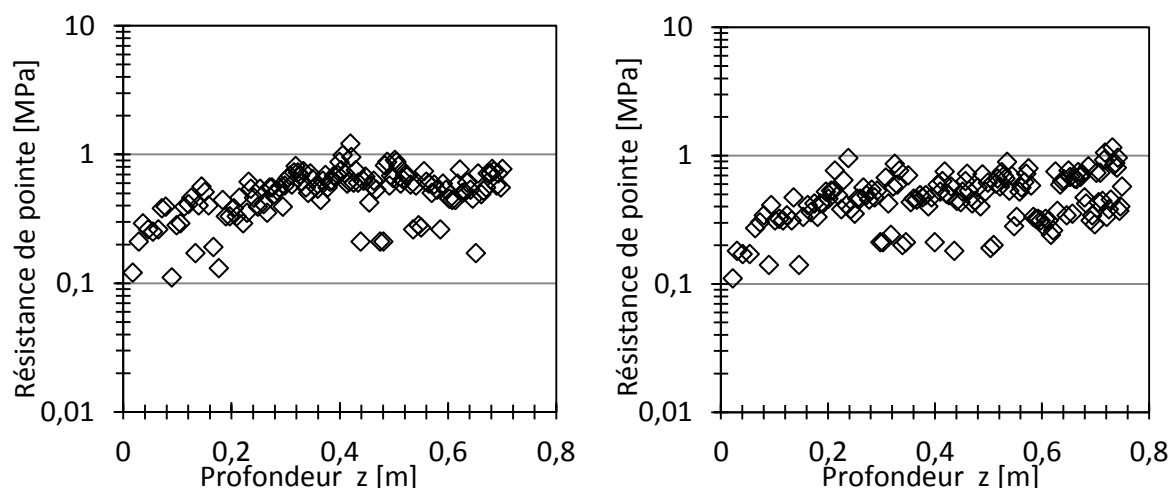


Figure 63 : Pénétrogrammes obtenus dans le massif lâche – Evolution de la résistance en pointe en fonction de la profondeur des sondages 2 (à gauche) et 3 (à droite)

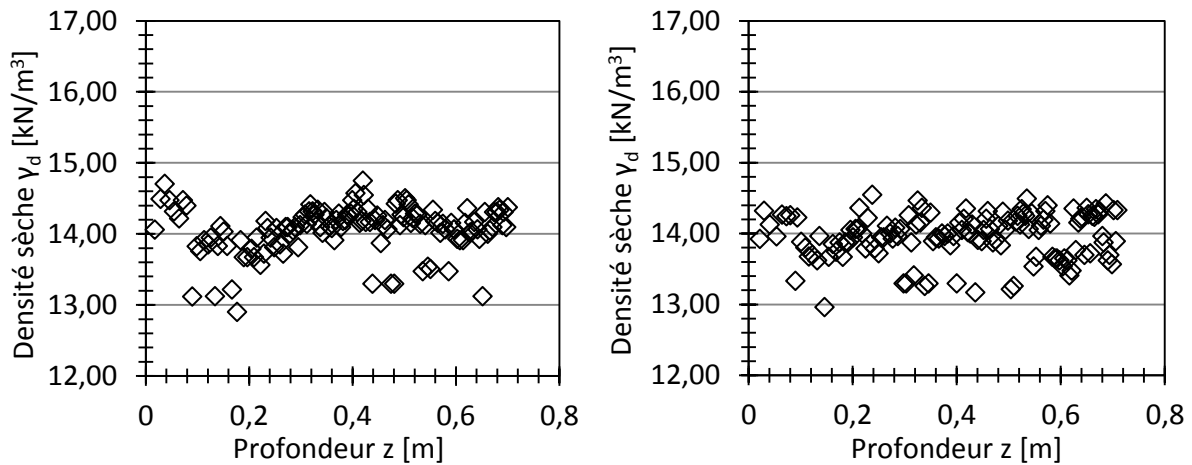


Figure 64 : Densité sèche en fonction de la profondeur pour les sondage 2 (à gauche) et 3 (à droite)

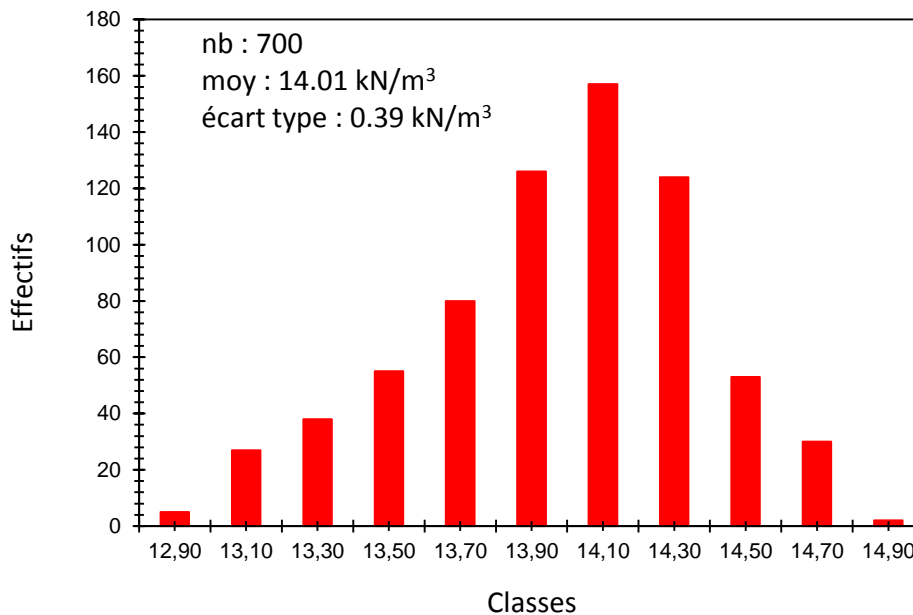


Figure 65 : Histogramme des fréquences des densités obtenues à partir des essais Panda 2 sur le sable lâche

4.3.4.2 Résultats des essais Panda 2 sur le sable dense

Les essais Panda 2 ont aussi été réalisés sur un massif de sable d'Hostun dense afin de déterminer sa compacité ainsi que son état d'homogénéité. La Figure 66 présente deux pénétrographes provenant des sondages 1 et 4. En comparant les résistances en pointe dans le massif lâche avec celles du massif dense, on trouve que celles du dernier sont beaucoup plus importantes. La résistance en pointe évolue avec la profondeur jusqu'à atteindre une profondeur critique après laquelle elle se stabilise et prend une valeur q_{d1} . Alors que q_{d1} est compris entre 0.4 MPa et 0.6 MPa dans le massif lâche, ce paramètre atteint les 2 MPa dans le massif dense.

En termes de profondeur critique z_c , celle-ci se situe entre 9 cm et 12 cm dans le cas du sable lâche, alors qu'elle dépasse parfois les 23 cm dans le massif dense. Les pénétrographes du massif dense présentent des points qui sont resserrés, permettant d'analyser plus facilement les résultats.

La Figure 67 présente la variation de la densité sèche en fonction de la profondeur dans le massif dense pour les sondages 1 et 4. Les courbes montrent la présence d'une légère sous-estimation de la densité pour des faibles profondeurs (au dessous de 10 cm). Ensuite on voit que les points prennent une tendance stable autour de 14.91 kN/m^3 pour le sondage 1 et 15.11 kN/m^3 pour le sondage 4. Au final, la densité moyenne obtenue à partir des 5 sondages est de 15.01 kN/m^3 .

La Figure 68 présente l'histogramme des fréquences de toutes les densités obtenues à partir de tous les sondages sur le sable dense. Au total, 1190 points ont été enregistrés. A partir de ces points, la densité moyenne est de 15.03 kN/m^3 , elle correspond à notre mesure obtenue suivant notre méthode expérimentale de détermination de densité qui donne (14.94 kN/m^3). Notons que plus de 78% des densités obtenues à partir de tous les points des pénétrogrammes sont comprises entre 14.81 kN/m^3 et 15.20 kN/m^3 .

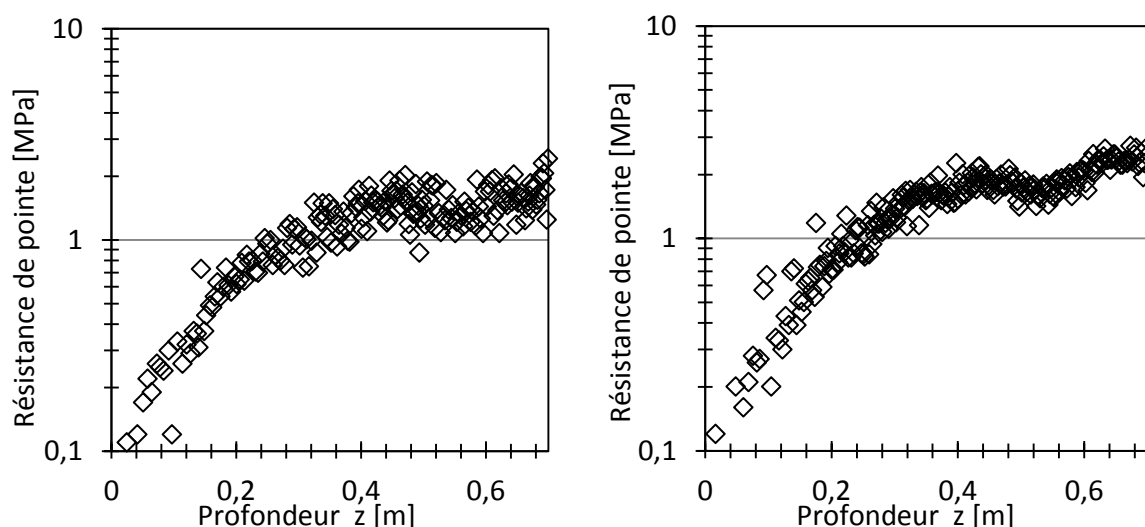


Figure 66 : Pénétrogrammes obtenus lors du contrôle du massif dense – Evolution de la résistance en pointe en fonction de la profondeur, sondages 1 (à gauche) et 4 (à droite)

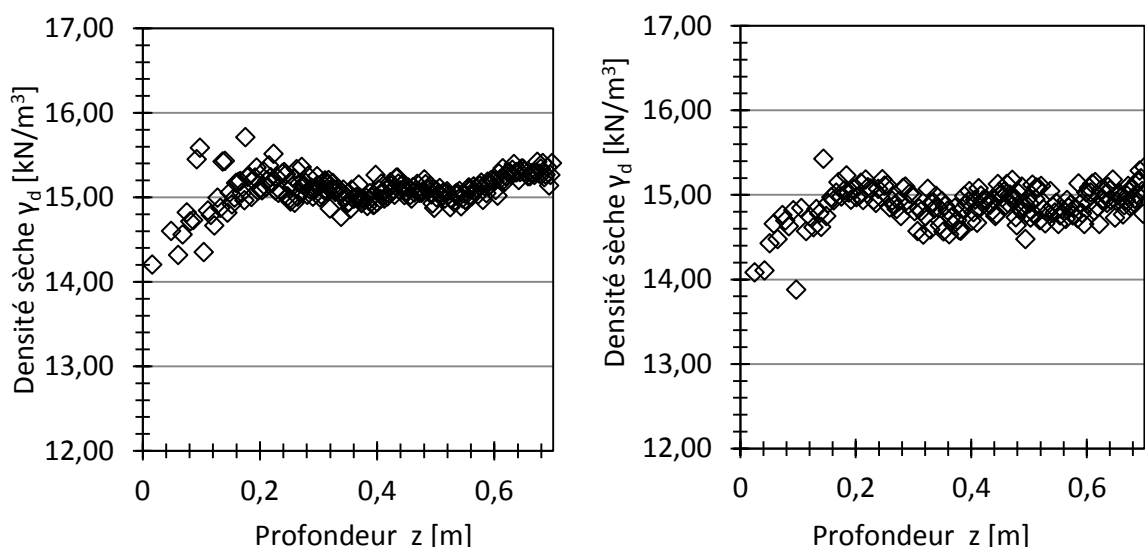


Figure 67 : Variation de la densité sèche en fonction de la profondeur pour les sondage 1 (à gauche) et 4 (à droite)

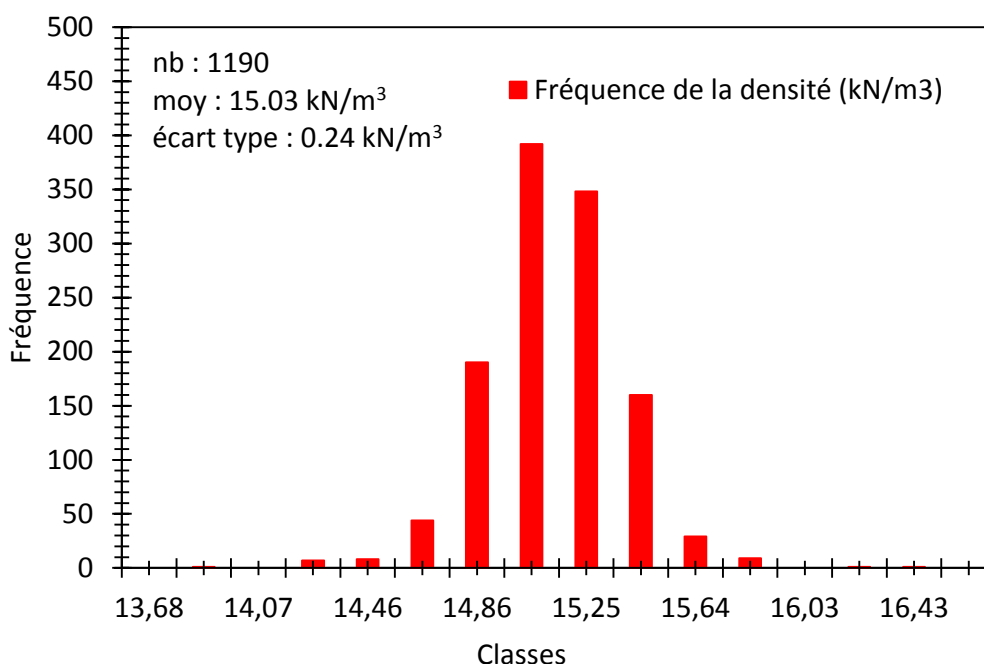


Figure 68 : histogramme des fréquences des densités obtenues à partir des essais panda 2 sur le sable dense

4.4 Synthèse et conclusion

La conception du montage expérimental constitue un outil permettant de réaliser nos essais de chargement. Ce montage permet alors de tester plusieurs modèles de renforcement des fondations et de mettre en valeur l'apport de la technique de soil mixing sur le comportement du sol renforcé.

Les techniques de création des colonnes de soil mixing à l'échelle réelle nécessitent de gros engins ainsi que des outils développés coûteux. Dans ce contexte, nous avons opté pour une méthode simple et rapide permettant de créer des colonnes de soil mixing à l'échelle de notre modèle physique. Les colonnes possèdent une forme géométrique régulière et des dimensions fixes et contrôlables. Les essais de caractérisation du matériau de soil mixing réalisés sur trois différentes colonnes de chaque âge ont montrés leurs bonnes homogénéités sur toutes leurs longueurs. Une bonne reproductibilité est confirmée lorsque les différents échantillons des différentes colonnes présentent les mêmes propriétés mécaniques.

La technique de mise en place du sable d'Hostun dans les cuves expérimentales a permis l'obtention de plusieurs états de compacité du sol. Cependant, elle permet de connaître globalement la densité du massif sans avoir une idée sur son état d'homogénéité. Les essais Panda 2 ont permis en premier lieu d'obtenir la loi expérimentale du sable d'Hostun qui relie les paramètres intrinsèques (q_{d0} , q_{d1} et z_c) à la densité sèche. Ces essais ont permis aussi de mesurer l'état de compacité de deux massifs ayant des densités différentes et de vérifier leurs homogénéités. Les résultats obtenus montrent que notre méthode de mise en place du sable d'Hostun donne des massifs relativement homogènes. La légère différence entre la densité mesurée par simple pesée et la densité obtenue par les essais Panda 2 peut provenir d'erreurs de mesure, ou bien d'incertitudes sur l'état des couches très superficielles (profondeurs de l'ordre de 5 cm) qui restent des zones très délicates à étudier.

5 Essais de chargement

5.1 Introduction

Après avoir réalisé les essais de caractérisation du sol, du matériau de soil mixing ainsi que les paramètres d'interface entre ces deux matériaux, on s'intéresse maintenant aux essais de chargement réalisés avec le montage expérimental conçu. Ce chapitre sera partagé en trois parties :

- Des essais sur colonnes. Cette partie servira à présenter le comportement de la colonne de soil mixing sous chargement axial, de quantifier son frottement latéral à l'aide des essais d'arrachement ainsi que de présenter l'effet de groupe sur le comportement des colonnes à module mixte.
- Des essais sur semelle rectangulaire de 200 X 250 mm² de surface, renforcée par une colonne de soil mixing au centre dont la tête est en contact avec la semelle (renforcement type fondation mixte). Ces essais permettront de tester l'efficacité de notre dispositif en vérifiant la bonne reproductibilité des essais. Cette partie permet aussi de mettre en évidence l'effet de la densité du sol et l'âge de la colonne de renforcement sur la capacité portante de la semelle renforcée.
- Des essais sur semelle carrée de 350 X 350 mm² renforcée par quatre colonnes de soil mixing. Cette partie présentera deux types de renforcement : Fondations mixtes et inclusions rigides. Elle permet de présenter les effets de plusieurs paramètres :
 - L'effet du nombre des colonnes de renforcement sur le comportement des semelles renforcées (fondation mixte).
 - L'effet de la présence d'un horizon porteur dans lequel les pointes de colonnes de renforcement sont encastrées (fondation mixte).
 - L'effet de l'épaisseur du matelas granulaire sur le comportement des semelles renforcées (inclusions rigides).

5.2 Essais sur une colonne de soil mixing

5.2.1 Comportement d'un pieu isolé sous charge verticale

Les fondations profondes en génie civil présentent l'intérêt majeur de profiter des couches profondes de bonne qualité. Ces fondations peuvent traverser de nombreuses couches, de qualités variables, avant de s'ancrer dans un horizon porteur. La charge limite d'un pieu Q_u est la somme de la charge limite de frottement mobilisé entre le fût du pieu et le sol Q_{su} , et la charge limite de pointe Q_{pu} qui correspond au poinçonnement du sol sous l'extrémité du pieu (Figure 69).

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} \quad \text{Equation 18}$$

La détermination de la charge limite en frottement et en pointe se fait suivant les formules suivantes :

$$Q_{pu} = \rho_p * A * q_{pu} \quad \text{Equation 19}$$

$$Q_{pu} = \rho_s * P * \Sigma (q_{si} * e_i) \quad \text{Equation 20}$$

ρ_p : Coefficient réducteur de la charge en pointe.
 ρ_s : Coefficient réducteur du frottement latéral sur le fût du pieu.
 A : Air de la section droite du pieu.
 P : Périmètre de la section droite du pieu.
 q_{pu} : Résistance limite de pointe.
 q_{si} : Frottement latérale unitaire limite dans la couche i.
 e_i : Epaisseur de la couche i.

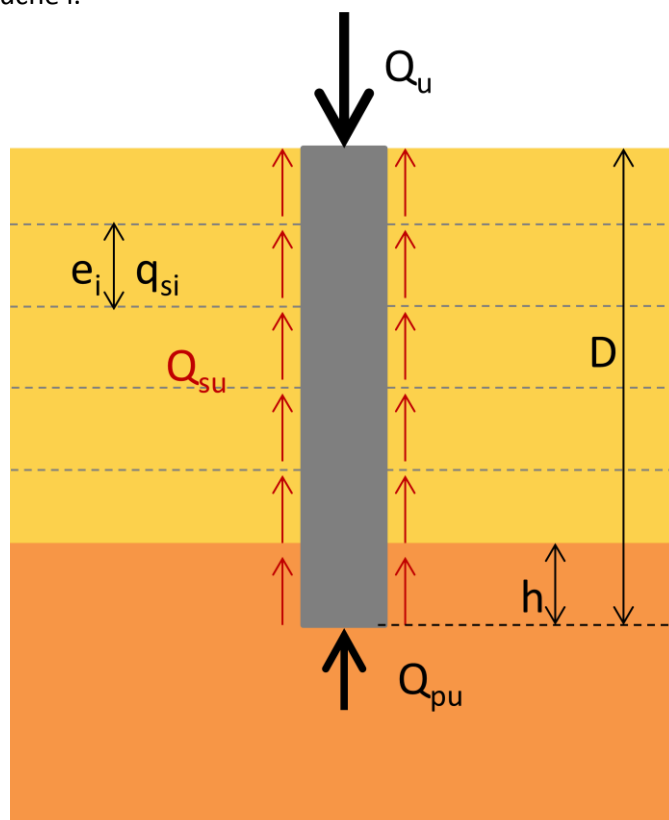


Figure 69 : Comportement général d'un pieu isolé soumis à une charge verticale (Philipponat, 2002)

Notons que les facteurs ρ_p et ρ_s sont strictement liés à la forme géométrique des pieux ainsi qu'à la nature du sol. Ils peuvent prendre des valeurs qui varient entre 0.3 (ρ_p pour des palplanches dans un sol sableux) et 1. Pour un pieu ayant une section pleine et installé dans le sable, ρ_p et ρ_s possèdent une valeur égale à 1. Le fascicule 62 donne des valeurs bien précises à ces facteurs réducteurs pour différents types de pieux (Tableau 21).

Type de pieu	Argiles		Sables	
	ρ_p	ρ_s	ρ_p	ρ_s
Section pleine	1.00	1.00	1.00	1.00
Tubulaire ouvert	0.50	1.00	0.50	1.00
Pieu H	0.50	1.00	0.75	1.00
Palplanches	0.50	1.00	0.30	0.50

Tableau 21 : Coefficients réducteurs suivant le fascicule 62 (LCPC)

Nombreux sont les moyens d'évaluation de la capacité portante d'une fondation profonde en utilisant des outils comme le pénétromètre statique et le pressiomètre. D'un autre côté, des théories classiques peuvent permettre aussi d'estimer la charge limite axiale d'un pieu et ceci en se basant sur la théorie du comportement rigide-plastique du sol, supposé partout en état de rupture dans une certaine zone autour du pieu (Frank 2003).

L'évaluation de la contrainte limite en pointe du pieu dans un sol frottant peut être basée sur une formule similaire à celle utilisée pour l'évaluation de la contrainte de rupture des fondations superficielles:

$$q_{pu} = \gamma' * D * N_{qmax} + c * N_{cmax} \quad \text{Equation 21}$$

Où γ' est le poids volumique déjaugé du sol au dessus de la pointe située à une profondeur D , N_{qmax} et N_{cmax} les facteurs de capacité portante de profondeur et de cohésion respectivement. Le terme de surface est négligé vu sa très faible influence sur la capacité portante liée à la faible largeur de la fondation.

En comparant les valeurs de N_c et N_q des fondations superficielles avec celles des fondations profondes on trouve que ces dernières sont bien supérieures. Ceci est lié au fait que les lignes de cisaillement ont tendance à ce retourner sur le fût du pieu (Figure 70) alors qu'elles sont supposées s'arrêter vers l'assise dans le cas des fondations superficielles (Philipponat 2002).

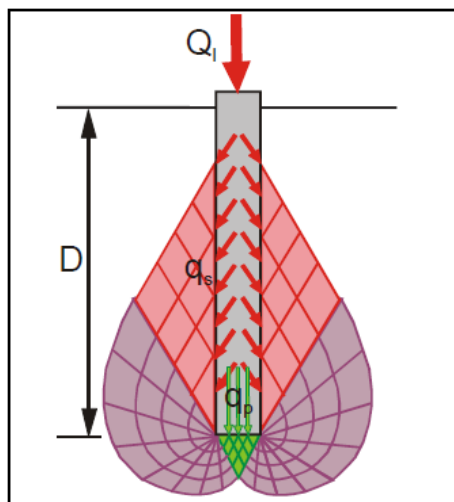


Figure 70 : Surface de rupture pour une fondation profonde suivant Mayerhof (1951)

Caquot et Kérizel (1956) ont donné des formules permettant d'obtenir la valeur des facteurs de la capacité portante pour les fondations profondes:

$$N_{qmax} = 10^{3.04 \cdot \tan \varphi} \quad \text{Equation 22}$$

$$N_{cmax} = \frac{N_{qmax} - 1}{\tan \varphi} \quad \text{Equation 23}$$

Il faut noter que le terme de profondeur est croissant jusqu'à une profondeur critique après laquelle ce terme devient constant (Gourc, 1996). Cette profondeur critique, ou ancrage critique D_c est déterminée avec les formules suivantes qui dépendent du diamètre B de la colonne:

- Dans le cas d'un massif relativement homogène, $D_c = \max(6 B, 3 \text{ mètres})$
- Dans le cas d'un multicouche, $D_c = 3 B$.

D'un autre côté, la détermination du frottement latéral unitaire est liée à la compacité du sol et l'angle de frottement entre le sol et le pieu. Pour un sol frottant, la formule ci-dessous permet de déterminer le frottement latéral limite :

$$q_s = K * \sigma_v * \tan \varphi \quad \text{Equation 24}$$

Où φ est l'angle de frottement entre le sol et le pieu, σ_v est la contrainte verticale déjaugée due au poids de la terre au dessus du niveau considéré, et K le coefficient de pression des terres.

Cette formule montre que le frottement latéral unitaire limite est fonction de la profondeur. D'après Philipponnat (2002), nombreux essais expérimentaux prouvent que dans le cas d'un sol frottant ce paramètre est indépendant de la profondeur. Cependant, cette formule ne prend pas en considération les phénomènes de dilatance et de contractance qui se développent dans le sol durant le chargement du pieu.

5.2.2 Essais de chargement d'une colonne de soil mixing

Le but de cette partie est de caractériser le comportement de la colonne de soil mixing sous un chargement axial et de déterminer sa capacité portante. Pour cette raison, une colonne de soil mixing a été installée dans un massif de sable d'Hostun lâche ayant une densité de 13.80 kN/m³ suivant la procédure de mise en place décrite précédemment.

Après 7 jours, la colonne a été chargée en tête en appliquant un déplacement imposé à l'aide du servo vérin. Un capteur de force de 20 kN de capacité est installé en tête de la colonne ainsi qu'un capteur de déplacement vertical. La Figure 71 présente l'évolution de la charge enregistrée en tête de la colonne en fonction de son enfoncement. Sur le deuxième axe vertical on peut lire la contrainte correspondante en tête de la colonne. La courbe de chargement présente trois phases différentes :

- Une phase de mobilisation pseudo-élastique du pieu, pour laquelle la charge en tête de la colonne augmente linéairement avec le déplacement imposé.
- Une phase dite de fluage, pour laquelle la charge n'augmente plus linéairement avec le déplacement appliqué.
- La dernière phase où la courbe devient linéaire ayant la pente la plus faible et qui peut être considérée comme la phase de rupture.

Afin de déterminer la capacité portante du pieu à partir de la courbe de chargement, il suffit de déterminer la charge nécessaire permettant l'enfoncement de la tête du pieu de 7 mm (10% du diamètre du pieu). Dans le cas d'une colonne de soil mixing de 45 cm de hauteur et de 7 cm de diamètre se trouvant dans un massif de sable d'Hostun lâche ($D_r=24\%$) , la capacité portante s'élève à 2.35 kN en moyenne.

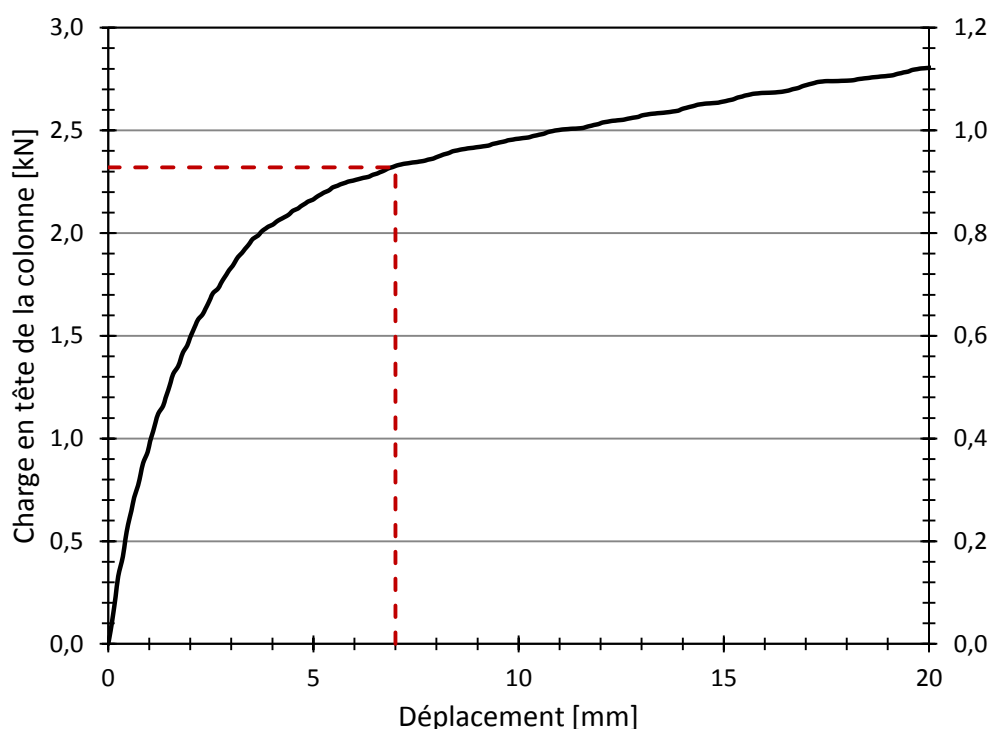


Figure 71 : Essai de chargement d'une colonne isolée dans la cuve. Charge et contrainte en tête en fonction de l'enfoncement

5.2.3 Essais d'arrachement d'une colonne de soil mixing

Ensuite, des essais d'arrachement des colonnes de soil mixing installées dans un massif de sable lâche ont été réalisés. Le but de ces essais est d'estimer le frottement latéral limite sans avoir aucune ambiguïté ou doute sur l'estimation de ce paramètre.

Pour préparer cet essai, une tige métallique rigide munie d'un disque métallique de 50 mm de diamètre sur une de ses cotés est installée avant la réalisation de la colonne. La colonne est ensuite confectionnée suivant le protocole décrit précédemment, et l'essai d'arrachement est réalisé 7 jours après (Figure 72).

Deux types d'essais d'arrachement sont réalisés. Le premier est mené en force imposée, ce qui permet d'appliquer un incrément de force d'arrachement sur la colonne. La Figure 73 présente le résultat de l'essai d'arrachement par force imposée. On observe une croissance quasi-linéaire de la force en fonction du déplacement de la colonne jusqu'à une valeur de 0.80 kN où la pente de la courbe s'adoucit. Une force de 0.89 kN permet de retirer totalement la colonne.

Le deuxième essai d'arrachement est réalisé en imposant un déplacement de la tête de la colonne. La Figure 74 présente l'évolution de la force d'arrachement en fonction du déplacement imposé. La courbe montre qu'à partir de 40 mm de déplacement, la force n'évolue pas et se stabilise sur un plateau de 0.95 kN.

La réalisation de cet essai nous a permis en premier lieu d'estimer le frottement latéral limite de nos colonnes de soil mixing. Au totale, quatre essais d'arrachement ont été réalisés donnant une moyenne d'effort d'arrachement de 0.91 kN. Cette valeur, divisée par la surface du fût de la colonne nous permet d'obtenir un frottement latéral unitaire moyen q_s égale à 9.20 kPa.

L'estimation de la charge limite en pointe de la colonne de soil mixing peut se faire en appliquant la formule de calcul suivante pour les sols frottant :

$$q_{pu} = \gamma' * D * Nq_{max} \quad \text{Equation 25}$$

Avec γ' égale à 13.80 kN/m³ (sable sec), D égale à 0.45 m, et Nq_{max} égale à 56.9 pour un angle de frottement de 30°. On obtient alors une pression limite en pointe q_{pu} égale à 353 kPa. En la multipliant par la surface de la pointe, la charge limite obtenue en pointe est de l'ordre de 1.36 kN.

En additionnant la charge limite en pointe calculée et le frottement latéral limite moyen obtenu à partir des essais d'arrachement, on obtient la charge limite de la colonne qui est de 2.27 kN. Cette valeur est très proche à la charge limite mesurée expérimentalement à partir de l'essai de chargement et qui est de l'ordre de 2.35 kN.

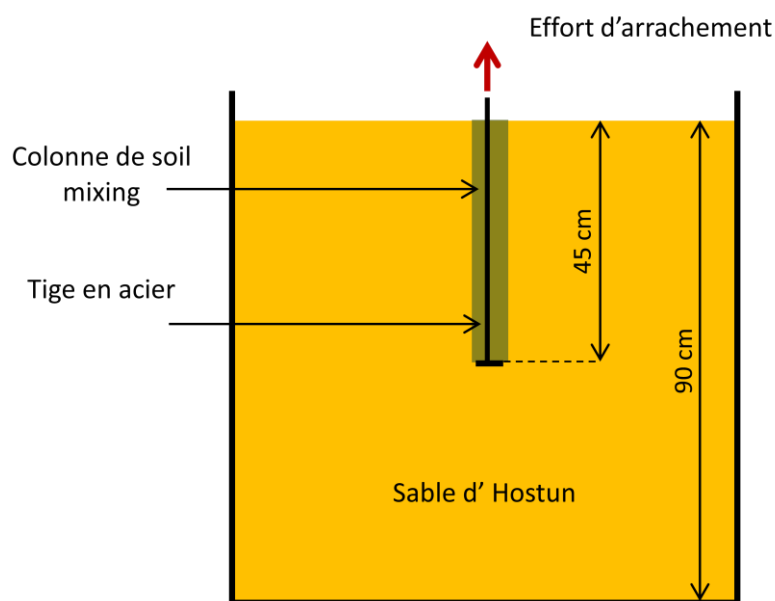


Figure 72 : Principe de l'essai d'arrachement d'une colonne de soil mixing installée en cuve

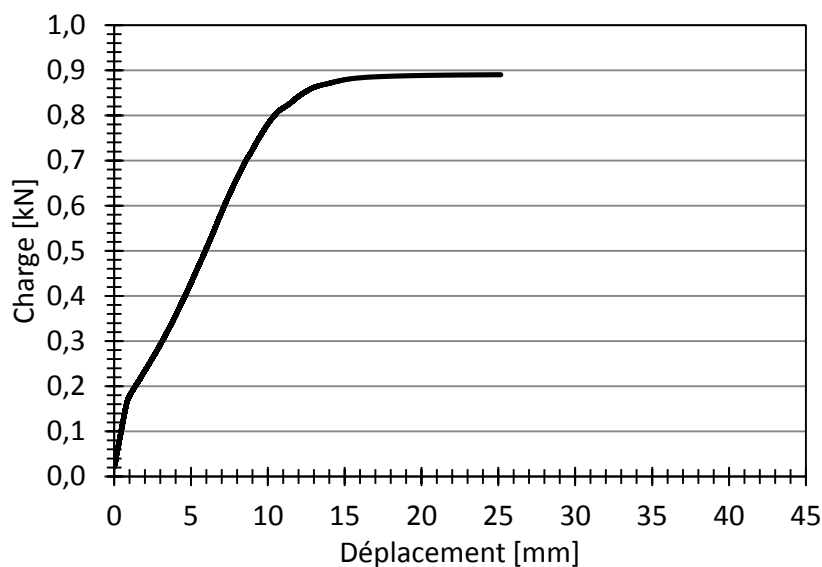


Figure 73 : Essai d'arrachement par force imposée d'une colonne isolée

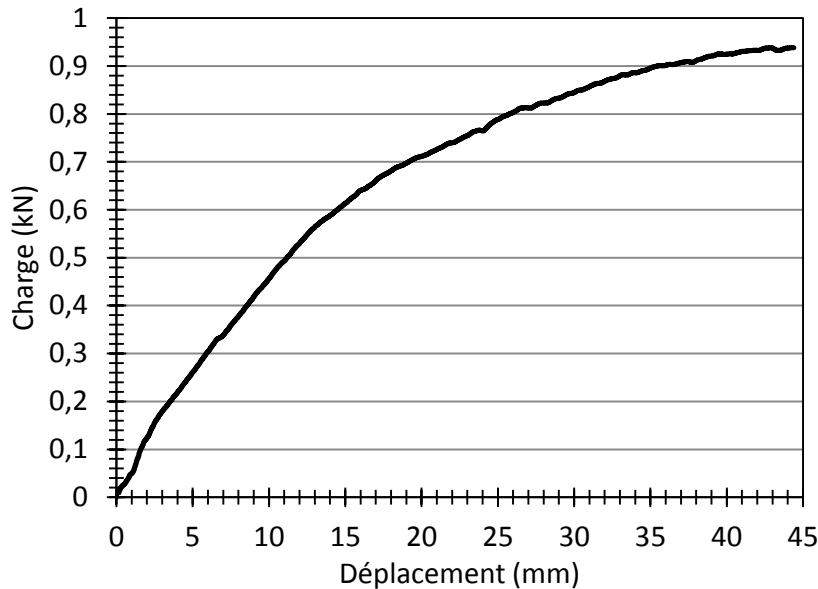


Figure 74 : Essai d'arrachement par déplacement imposé d'une colonne isolée

5.2.4 Essais de chargement d'une colonne de soil mixing – Effet de groupe

Dans le but de modéliser l'effet de groupe d'un réseau de colonnes de soil mixing, on a utilisé des tubes en acier ayant 90 cm de hauteur et des diamètres de 26 cm, 35 cm, 45 cm et 65 cm. L'essai de chargement d'une colonne dans un tube de 35 cm de diamètre, par exemple, correspond au chargement d'une colonne unique dans un réseau infini de colonnes ayant 35 cm d'entre-axe. Le but de cet essai est d'évaluer l'effet de cet espacement et définir un espacement à partir duquel l'effet de groupe disparaît.

L'intérieur des tubes a été lubrifié avec de l'huile. Ensuite un film en plastique très fin et lisse a été placé au dessus (Figure 75). Le but de cette procédure est d'éviter le frottement entre l'acier et le sable d'Hostun. Les tubes sont ensuite remplis de sable d'une densité de 13.80 kN/m^3 (ce qui correspond à une densité relative de 24%). Une colonne de soil mixing de 45 cm de longueur est ensuite installée au centre de chaque tube et l'essai de chargement est conduit.

Un essai de chargement est aussi conduit sur une colonne unique installée dans la cuve au centre du massif de sable de même densité. Cet essai est considéré comme un essai de référence puisqu'avec les dimensions de la cuve nous garantissons l'absence de l'effet de bord.

La Figure 76 présente l'évolution de la charge en têtes des colonnes de soil mixing en fonction du déplacement vertical du vérin. On constate que jusqu'à 1 mm de déplacement, tous les courbes se superposent et possèdent la même pente. Ensuite les pentes des courbes changent. La colonne chargée dans le tube de 26 cm de diamètre présente la capacité portante la plus élevée. La tête de cette colonne présente une rupture après 9.6 cm de déplacement vertical où la charge s'élève à 6.05 kN, ce qui correspond à 1.57 MPa, la charge de rupture du matériau de soil mixing à 7 jours. Avec l'augmentation du diamètre des tubes, la courbe de chargement devient moins raide, et l'effet de groupe devient minime lorsque le diamètre du tube fait 45 cm. Donc on peut conclure qu'à partir de 45 cm d'entre-axe, le comportement des colonnes devient similaire à une colonne isolée.

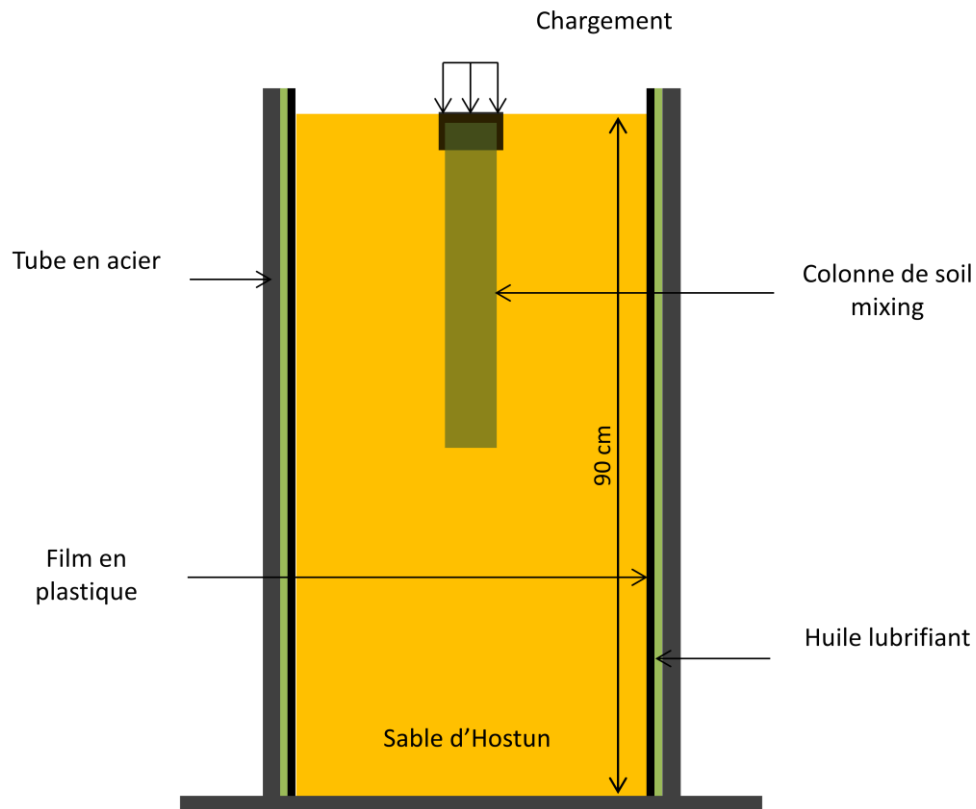


Figure 75 : Dispositif expérimental dans un tube en acier pour les essais de chargement destinés à estimer l'effet de groupe

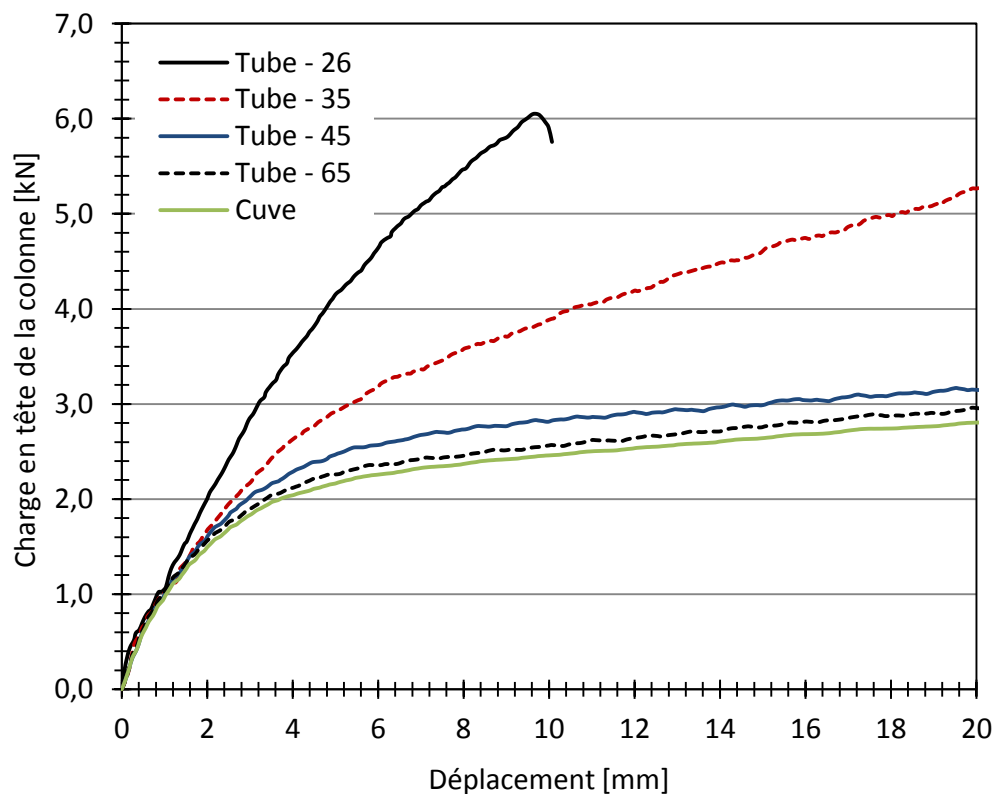


Figure 76 : Charge en fonction du déplacement pour des colonnes installées dans des tubes de différents diamètres. Comparaison avec un essai en cuve

5.3 Essais de chargement d'une semelle rectangulaire – Essais préliminaires

5.3.1 Les fondations superficielles

Pour des raisons de coût, il est souvent recherché à fonder les ouvrages superficiellement. Cela implique une estimation précise de la capacité portante des couches superficielles afin de vérifier qu'elles puissent supporter les charges appliquées d'une part et de présenter des tassements admissibles d'une autre. Pour une fondation superficielle, on désigne sa largeur par B , et sa longueur par L . Trois types de fondations superficielles existent :

- Les semelles isolées qui peuvent prendre des formes géométriques carrées, rectangulaires ou circulaires ($B < L < 5B$).
- Les semelles filantes ou continues dont la longueur L doit dépasser cinq fois sa largeur ($L > 5B$)
- Les radiers ou dallages qui sont des semelles de grandes dimensions portant tout ou une partie d'un ouvrage. Leurs largeurs sont de plusieurs mètres.

Une fondation superficielle doit présenter un rapport D/B faible (inférieur à 1.5 d'après Combarieu (1997)), où D est sa profondeur d'encastrement. Il ne doit impérativement pas être prit en compte la résistance du sol situé au dessus du niveau d'assise.

La Figure 77 présente la courbe de chargement axiale d'une fondation superficielle. La courbe de chargement d'une fondation superficielle présente une première phase quasi-linéaire durant laquelle les tassements augmentent linéairement avec la charge appliquée. Une accélération des tassements, dont la plastification du sol au dessous de la semelle est l'origine, apparait pour des incréments de charges relativement faibles. On peut constater l'existence d'une charge limite Q_l , appelée aussi capacité portante de la semelle ou charge ultime, que le sol peut supporter. On détermine aussi une charge Q_d pour laquelle les tassements seront admissibles. Cette charge est liée au coefficient de sécurité déterminé suivant la nature de l'ouvrage.

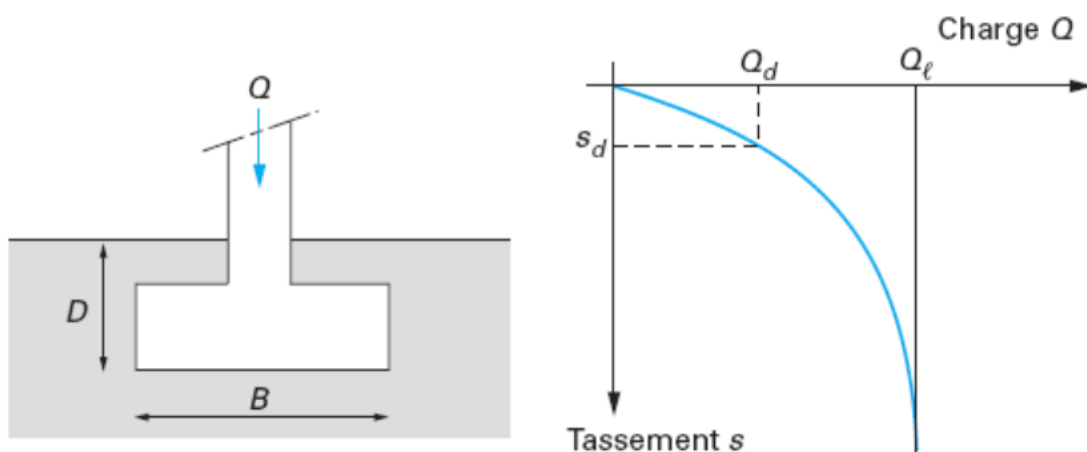


Figure 77 : Chargement d'une fondation superficielle (Frank, 2003). Schéma (à gauche), courbe de chargement (à droite)

5.3.2 Détermination de la capacité portante – Méthode de superposition

Afin de déterminer la capacité portante des fondations superficielles, Terzaghi (1943) propose une relation générale provenant d'une méthode de superposition basée sur la théorie de l'analyse limite :

$$ql = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi) + c \cdot N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 \cdot D) N_q(\varphi) \quad \text{Equation 26}$$

ql : Capacité portante de la fondation par unité de surface.

γ_1 : Poids volumique du sol d'assise.

γ_2 : Poids volumique du sol latéralement à la fondation

B : Largeur de la fondation

q : Surcharge verticale latérale à la fondation

c : Cohésion du sol sous la fondation

N_γ , N_c et N_q sont les facteurs de portance dépendant de l'angle de frottement interne du sol.

Cette relation de superposition n'est plus que l'addition de trois termes. Le premier est le terme de surface qui est la charge limite pour un sol pesant et frottant. Le deuxième terme est celui de la cohésion qui est la charge limite pour un sol frottant et cohérent mais non pesant. Le dernier est le terme de surcharge.

La relation proposée précédemment ne prend pas en considération la forme de la fondation. Pour cette raison, des coefficients de forme sont introduits, et la relation devient:

$$ql = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi) \cdot S_\gamma + c \cdot N_c(\varphi) \cdot S_c + (q + \gamma_2 \cdot D) N_q(\varphi) \cdot S_q \quad \text{Equation 27}$$

L'Eurocode 7 propose des valeurs pour ces coefficients de forme qui dépendent de la géométrie de la fondation (Tableau 22).

	Conditions non drainées		Conditions drainées	
Fondations	Rectangulaire	Carrées ou circulaires (B/L = 1)	Rectangulaires	Carrées ou circulaires (B/L = 1)
S_γ			$1 - 0.3 \frac{B}{L}$	0.7
S_c	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	1.2	$\frac{(1 + \frac{B}{L} * \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
S_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi$

Tableau 22 : Coefficients de forme suivant l'Eurocode 7

On peut constater pour les fondations superficielles trois types de rupture (Figure 78) :

- Rupture généralisée : Cette rupture apparaît lorsque les sols sont relativement incompressibles et dans un état de compacité élevé ($D_r > 70\%$). Il s'agit souvent d'un sol rocheux ou d'argile saturée normalement consolidée qui chargé rapidement se comporte en conditions non drainées. La surface de rupture est bien définie. Elle apparaît brusquement et l'écoulement plastique prend lieu suite à de faibles déformations. Il faut

noter que dans de telles conditions, on peut observer un renflement du sol autour de la fondation

- Rupture locale : Cette rupture se développe dans le cas d'un sol ayant un état de compacité intermédiaire ($36\% < D_r < 70\%$). L'écoulement plastique apparaît suite à de grandes déformations. Dans ce cas là, l'apparition d'une rupture par cisaillement s'accompagne d'un tassement à évolution rapide. Il est possible que la capacité portante soit atteinte avant que la rupture apparaisse à la surface du sol. En effet, les surfaces de rupture sont bien définies sous la semelle, mais elles deviennent vagues au niveau de la surface du sol (Vesic, 1973).
- Rupture par poinçonnement : dans ce cas, le sol présente un état de compacité très lâche ($D_r < 36\%$). Le tassement s'accompagne de la compaction du sol au dessous de la fondation et les lignes de glissement n'apparaissent pas en surface.

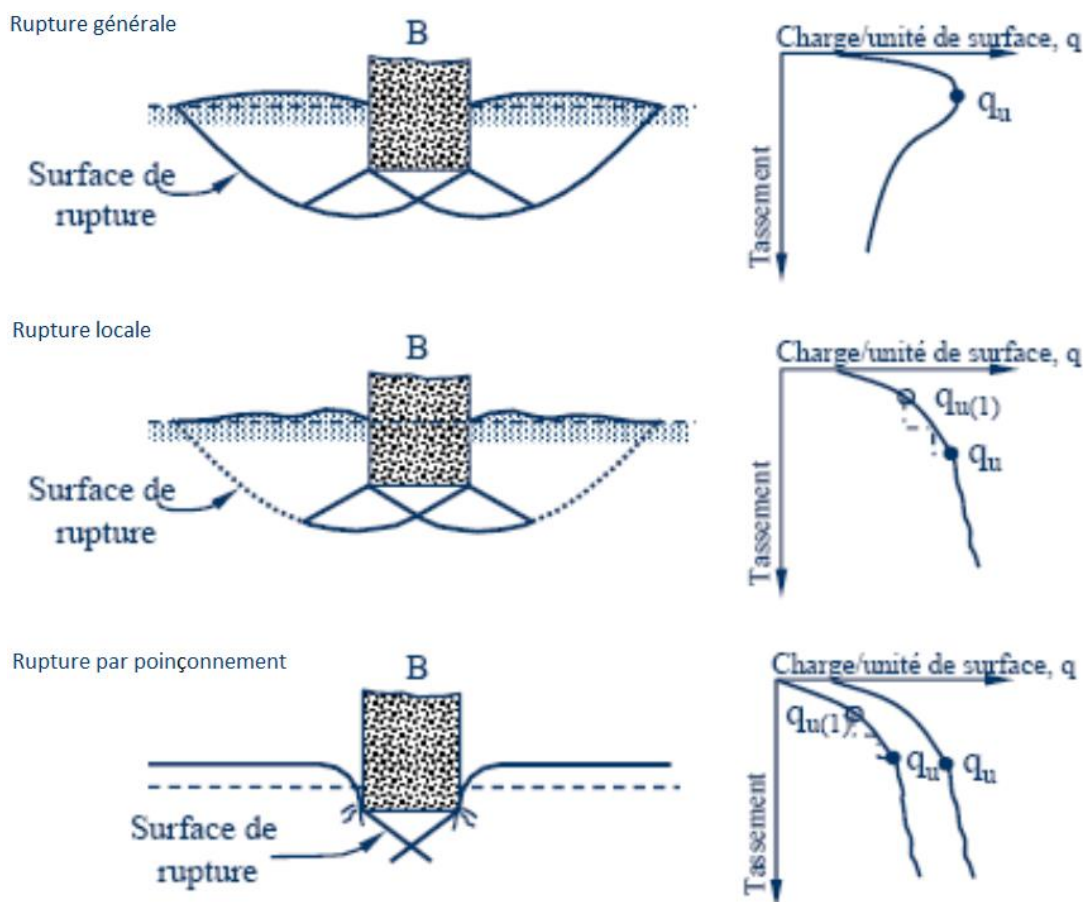


Figure 78 : Modes de rupture des fondations superficielles et courbes charge-déplacement correspondantes (Vesic, 1973)

5.3.3 Détermination de la capacité portante – Essais de chargement

La détermination de la capacité portante des fondations superficielles peut être réalisée en se basant sur les méthodes de prédimensionnement comme la méthode de superposition de Terzaghi (1943), la méthode pressiométrique et la méthode du pénétromètre statique. D'un autre côté, les essais de chargement d'une fondation superficielle peuvent aussi être un moyen permettant d'estimer la charge ultime d'une semelle ayant des dimensions connues. Il s'agit de se référer à la courbe de chargement propre de la semelle qui relie le

chargement appliquée à l'enfoncement de la semelle. La détermination de la charge ultime unique à partir de la courbe de chargement de la semelle reste toujours subjective. En effet, lorsque la rupture n'est pas franche (rupture locale ou rupture par poinçonnement), le choix de ce point reste arbitraire.

Dans sa thèse, Cerato (2005) présente les travaux de Lutenegeger (1998) liés à la détermination de la capacité portante des fondations superficielles se trouvant sur un sol pulvérulent. Lutenegeger et al. (1998) ont réalisé des essais de chargement en modifiant plusieurs paramètres :

- La largeur B des fondations (0.30 m, 0.61 m, 1.22 m).
- La hauteur d'encastrement (0 B, 0.5 B, 1 B, 2 B).
- La densité relative du sable (35.8%, 45.0%, 50.1%).

Les résultats sont ensuite traités et la charge ultime est déterminée suivant quatre différentes méthodes représentées dans la Figure 79. Le calcul de la charge ultime est fait pour essai à partir des différentes méthodes les plus courantes :

- Méthode de 0.1 B : La charge limite correspond à un tassement de la semelle qui équivaut à 10% de sa largeur (Briaud et Jeanjean, 1994).
- Méthode d'intersection des tangentes : La charge limite correspond au point d'intersection entre les deux tangentes du début et de la fin de la courbe de chargement. Cette méthode développée par Trautmann et Kulhawy (1988) nécessite un changement suffisant pour obtenir des tassements importants de la semelle.
- Méthode Log-Log : développée par Debeer (1970), cette méthode consiste à tracer l'évolution de la charge appliquée sur la semelle en fonction de son tassement suivant une échelle logarithmique. La charge ultime est donc l'intersection entre les deux tangentes tracées à partir du début et de la fin de la courbe de chargement.
- Méthode hyperbolique : il s'agit de tracer l'évolution du rapport (tassement/charge appliquée) en fonction du tassement de la semelle. La charge ultime correspond alors à l'inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe de chargement.

Les résultats des essais de chargement montrent que ces méthodes ne donnent pas la même valeur de la charge limite. D'après Lutenegeger (1998), la charge limite de la semelle superficielle varie suivant la méthode utilisée :

$Q_{ult} \text{ (Méthode Log-Log)} < Q_{ult} \text{ (Méthode des tangentes)} < Q_{ult} \text{ (Méthode de 0.1 B)} < Q_{ult} \text{ (Méthode hyperbolique)}.$

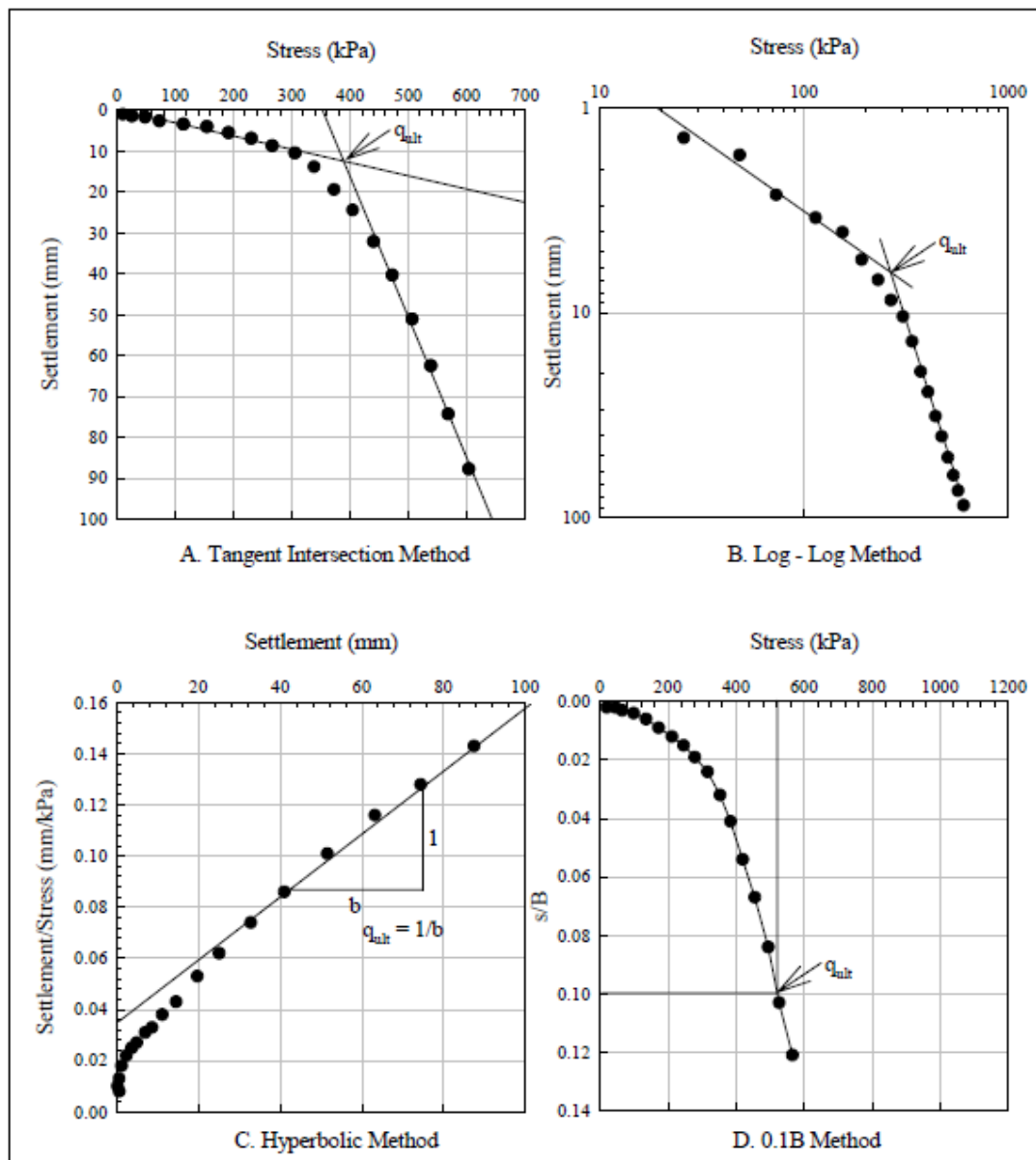


Figure 79 : Différentes méthodes de détermination de la capacité portante d'une fondation superficielle à partir des essais de chargement (Cerato, 2005)

5.3.4 Essai de chargement d'une semelle rectangulaire non renforcée – sable dense

Avant de réaliser des essais de chargement sur des semelles renforcées, des essais de chargement sur une semelle superficielle non renforcée reposant sur du sable d'Hostun dense (15.00 kN/m^3) ont été réalisés. Le but de cet essai est de déterminer la capacité portante d'une semelle rectangulaire de $200 \times 250 \text{ mm}^2$.

Notons que pour tous nos essais de chargement sur semelles renforcées et non renforcée, nous avons choisi la méthode d'intersection des tangentes pour le calcul de la capacité portante. Cela nous permet de comparer des capacités portantes obtenues par la même méthode et mettre en évidence l'apport du renforcement.

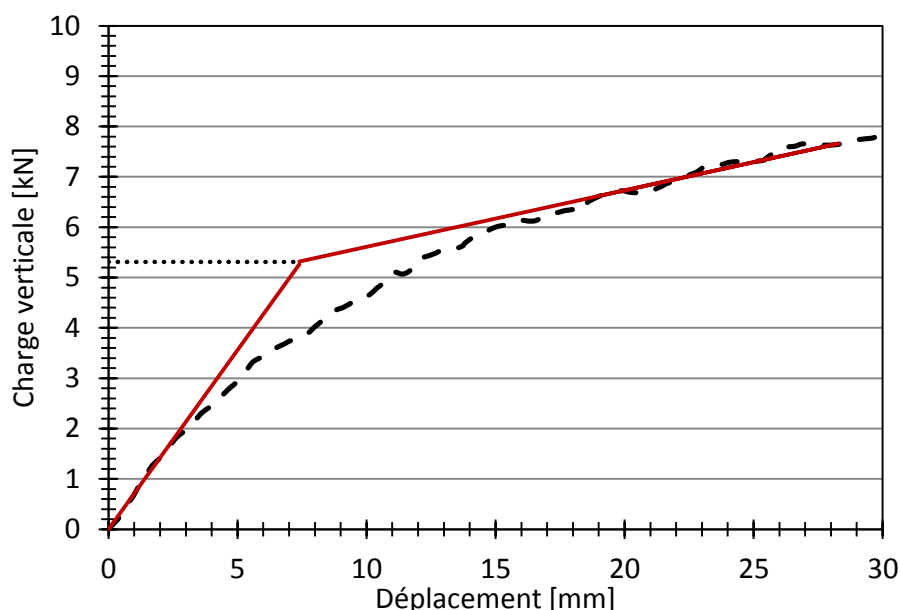


Figure 80 : Essai de chargement d'une semelle rectangulaire – sable dense

La Figure 80 présente l'évolution de la charge sur la semelle en fonction du déplacement vertical du vérin. A partir de cette courbe, nous avons pu conclure que la capacité portante de cette semelle est de 5.31 kN. En utilisant la formule de superposition de Terzaghi (1943), nous pouvons déduire le facteur de portance $N\gamma$.

Avec : $B = 0.2 \text{ m}$; $\gamma = 15.00 \text{ kN/m}^3$; $q_l = 119.4 \text{ kPa}$; $S_\gamma = 0.76$, on obtient un $N\gamma$ égal à 104.7. En se référant aux valeurs des facteurs de portance recommandées par l'Eurocode 7, on trouve que l'angle de frottement interne du sable dense s'élève à 39.7° . Cet angle de frottement semble être supérieur à la valeur trouvée lors des essais de cisaillement à la boîte de Casagrande qui est de 35.4° . Plusieurs facteurs peuvent être à l'origine de cette différence :

- Etat de contrainte de confinement : Nos essais de chargement des semelles ont été réalisés avec un faible état de contrainte initial. Plusieurs travaux de recherche réalisés sur du sable à faible confinement (5, 10 et 20 kPa) montrent qu'il présente des angles de frottement supérieurs au sable ayant la même densité mais sous une contrainte de confinement supérieure.
- Effet d'échelle : Dans le cadre de notre étude, on travaille sur un modèle réduit. Le facteur de portance $N\gamma$ proposé par Terzaghi (1943) dans sa relation de superposition est strictement lié à l'angle de frottement interne du sol sans qu'il soit en relation avec les dimensions de la fondation. Cependant, nombreuses études ont été réalisées mettant en question la fiabilité de cette méthode de calcul surtout pour les fondations de petites tailles.

Tcheng et Iseux (1966) ont réalisés des essais de chargement sur des semelles filantes ayant des largeurs qui varient entre 4 cm et 30 cm reposant sur le sable de Loire. La Figure 81 présente l'évolution du facteur de portance $N\gamma$ en fonction de la largeur de la semelle. On peut constater :

- La densité du sol joue un rôle très important sur la détermination de $N\gamma$. Lorsque le sol est dense, l'effet de la largeur de la semelle devient beaucoup plus important et influence fortement la valeur de $N\gamma$. L'effet d'échelle devient moins prononcé avec des sols de faible densité.

- L'effet d'échelle est très marqué pour les semelles ayant une largeur de quelque centimètre (inférieure à 10 cm). Cet effet se réduit au fur et à mesure de l'augmentation de la largeur de la semelle. On constate que pour le massif le moins dense et à partir de 20 cm de largeur, la variation de N_γ devient négligeable avec l'augmentation de la largeur de la semelle.

Garnier (2003) propose une valeur de B égale à 0.6 m comme étant une dimension de référence qui se situe dans la gamme des semelles courante. Combarieu (1997) a montré de son côté que le facteur de portance N_γ proposé dans l'Eurocode 7 est égal à celui qui peut être déduit par la méthode pressiométrique pour des semelles de 0.6 m de largeur. Il propose une relation simplifiée qui permet d'estimer l'évolution du facteur de portance N_γ avec la largeur B de la semelle, B_0 étant la largeur de référence : N_γ

$$\frac{N_\gamma(B)}{N_\gamma(B_0)} = \left(\frac{B_0}{B} \right)^{\frac{\sin \phi}{1 + \sin \phi}} \quad \text{Equation 28}$$

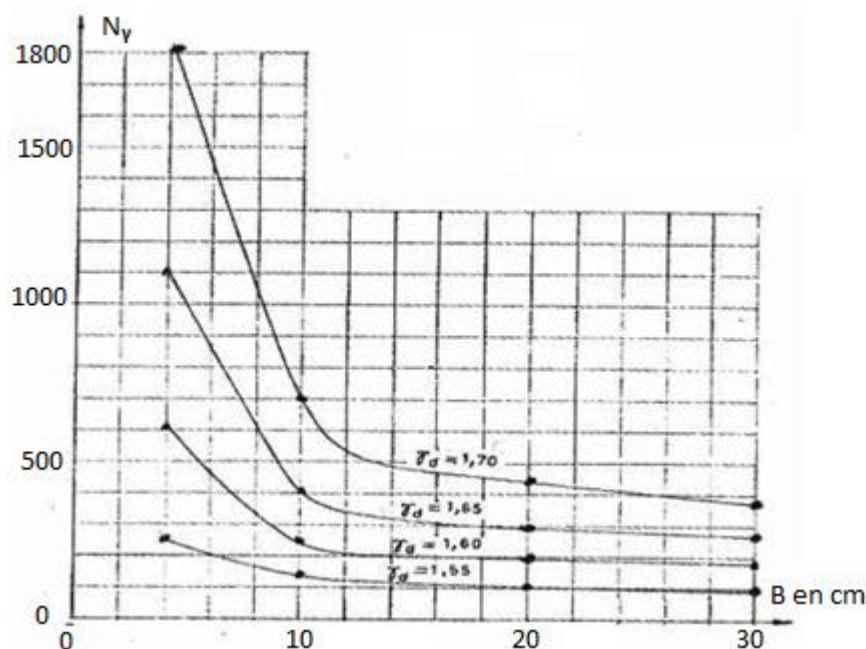


Figure 81 : Variation du facteur de portance N_γ en fonction de la largeur de la semelle (Laperche, 1976)

5.3.5 Fondations mixtes

5.3.5.1 Principe des fondations mixtes

Une fondation mixte est une structure qui résulte de l'association rigide d'une fondation superficielle et d'une fondation profonde conçue et réalisée pour mobiliser simultanément les efforts de ces deux modes de fondation (Borel, 2001). Dans le cas d'une fondation mixte, la reprise des efforts est donc partagée entre la semelle et les pieux (Figure 82).

Dans le cas où le sol sous semelle présente une résistance notable, la contribution de cette semelle à la résistance globale de l'ensemble qu'elle compose avec les pieux est alors considérable. Cette contribution permet alors d'optimiser la fondation et constitue un avantage économique non négligeable.

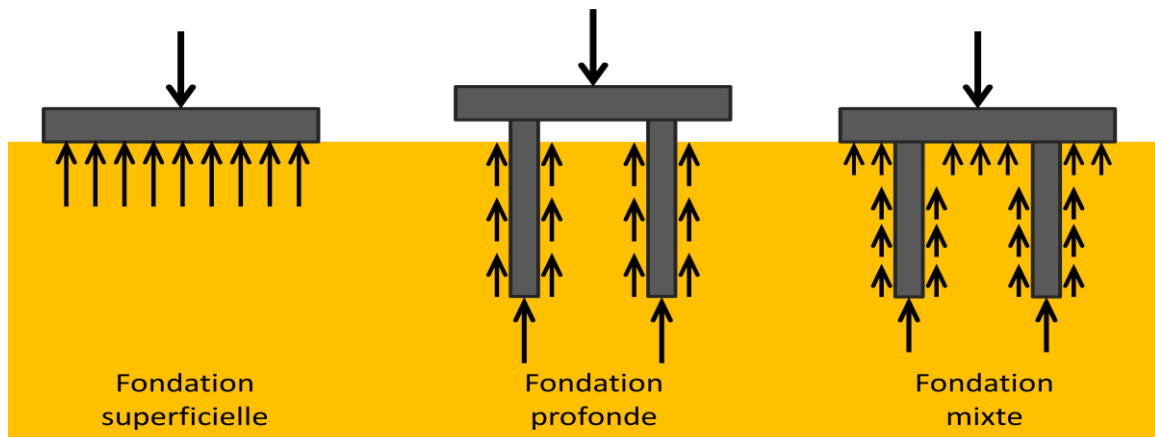


Figure 82 : Reprise des sollicitations verticales appliquées aux différents types de fondations

Le recours aux fondations mixtes peut être bénéfique dans deux cas différents :

- Dans le domaine des bâtiments où ces fondations sont considérées comme des fondations superficielles auxquelles on a adjoint des pieux afin d'éviter des tassements absolus ou différentiels importants.
- Dans le domaine des ouvrages d'art où ces fondations sont considérées comme des fondations profondes dont la contribution de la semelle dans la reprise des efforts appliqués peut réduire la longueur ou le nombre des pieux.

Pour clarifier cette logique, Borel (2001) a proposé un schéma permettant de relier les conditions de dimensionnement des fondations superficielles en fonction de leurs largeurs (Figure 83). En effet, la pression admissible pour une fondation superficielle doit respecter deux conditions:

- La pression admissible doit être impérativement inférieure à la pression limite q_u avec un coefficient de sécurité F suffisant.
- Le tassement de la fondation à la pression admissible doit être inférieur au tassement admissible.

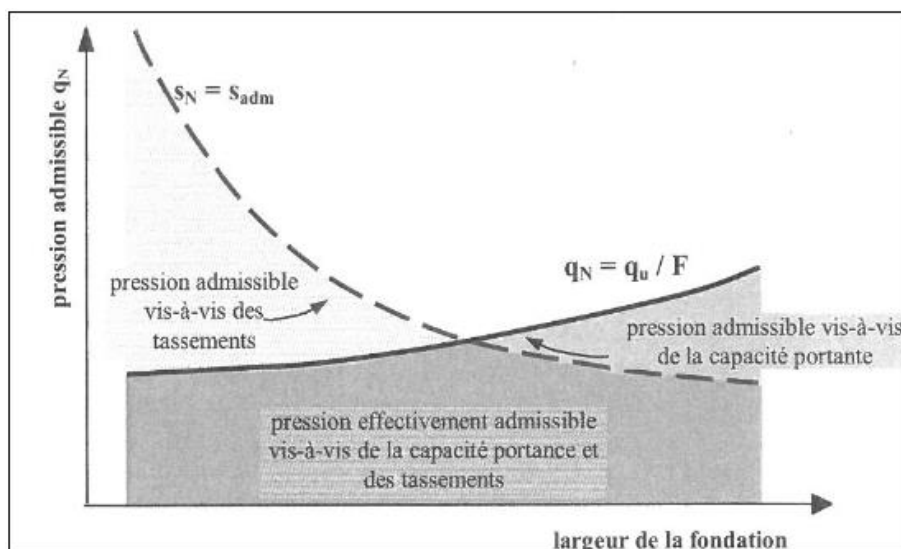


Figure 83 : Pression admissible sous un radier en fonction de la largeur de la fondation (Borel, 2001)

La capacité portante est le facteur le plus souvent dimensionnant pour une semelle de dimension réduite, alors que pour des radiers de dimension plus grande c'est le tassement admissible qui est le facteur limitant.

Du point de vue économique, et lorsque la qualité du sol est faible, l'utilisation des fondations profondes conduit à un surcoût significatif en comparaison avec la solution fondations superficielles. Les fondations mixtes sont alors une solution intermédiaire entre les deux types de fondations qui peut présenter un intérêt économique significatif. Lorsque le sol de surface est de bonne qualité, la résistance du sol sous la semelle sera prise en compte. Cela permettra de réduire le nombre de pieux tout en assurant un comportement mécanique admissible.

La Figure 84 présente un schéma proposé par Borel (2001) qui montre la variation du coût de la fondation en fonction de la qualité du sol, et ceci pour des fondations superficielles, profondes et mixtes.

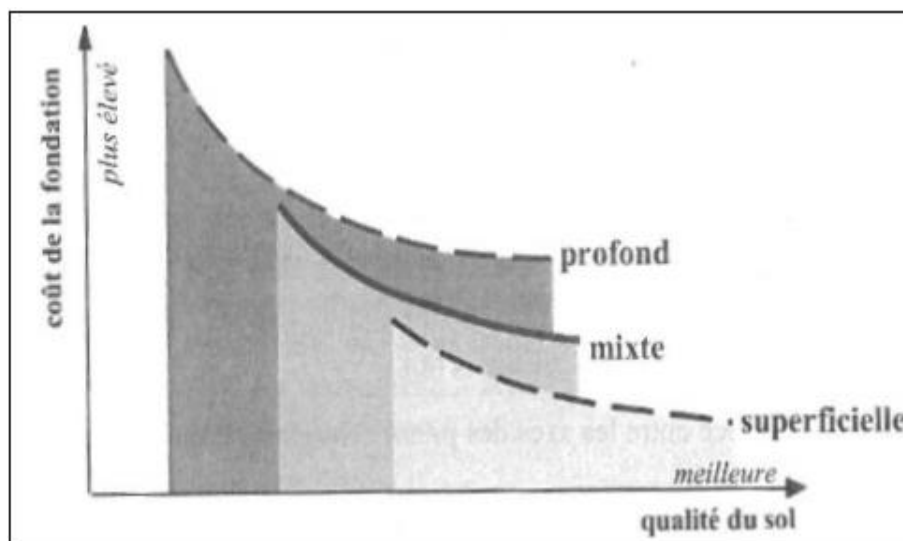


Figure 84 : Variation du coût de la fondation en fonction de la qualité du sol (Borel, 2001)

5.3.5.2 Détermination de la charge limite d'une fondation mixte.

Comme nous l'avons déjà présenté, l'association de pieux liaisons à une semelle superficielle rigide forme une fondation mixte. Sa charge limite n'est autre que l'addition de la charge limite de la semelle (Q_{sl}), la charge limite en pointe d'un groupe de n pieu ($n \cdot Q_{pl}$) ainsi que leurs charge limite en frottement latéral. Cette dernière est multipliée par un coefficient réducteur μ compris entre 0 et 1 et qui dépend du sol et de la géométrie des éléments de la fondation mixte (Philipponat, 2002).

$$Q_l = Q_{sl} + n \cdot Q_{pl} + n(\mu \cdot F_{pl}) \quad \text{Equation 29}$$

Avec :

- Q_{sl} la charge limite de la semelle.
- Q_{pl} la charge en pointe d'un pieu dans un groupe de n pieux.
- F_{pl} le frottement latéral limite d'un pieu sur sa hauteur H .
- μ un coefficient réducteur compris entre 0 et 1.

La rupture du sol sous le poinçonnement de la semelle empêche la mobilisation du frottement latéral dans la zone située sous la semelle. Sur une épaisseur forfaitaire égale à $B/2$, le frottement latéral est alors négligé (avec B la largeur de la semelle). D'après Philipponnat (2002), l'expression $(\mu \cdot F_{pl})$ représente alors le frottement latéral limite d'un seul pieu sur une profondeur comprise entre $B/2$ et H (la profondeur de la pointe du pieu).

De son côté, Combarieu (1979) présente une estimation approximative de la valeur de $(\mu \cdot F_{pl})$. Dans le cas d'un sol homogène et sous forte pression, Combarieu (1979) admet que les grandes déformations du sol se produisent dans un domaine situé sous la semelle sur une hauteur équivalente à sa largeur B (pour $B < 1$ m) et $1.5B$ (pour $B > 1$ m).

5.3.6 Essais de chargement d'une semelle rectangulaire renforcée par une colonne de soil mixing

5.3.6.1 Instrumentation des essais

Dans cette partie de notre étude, les premiers essais de chargement dans notre cuve expérimentale sont présentés. Le but est de valider notre protocole expérimental et de vérifier la bonne reproductibilité de nos essais d'une part, et de mettre en évidence l'influence de l'âge des colonnes de renforcement ainsi que la densité de sol sur le comportement des fondations d'une autre part. Les essais sont réalisés en utilisant une semelle rectangulaire de $200 \times 250 \text{ mm}^2$ en acier rigide de 3 cm d'épaisseur. Le renforcement se fait en installant une colonne de soil mixing sous le centre de la semelle. L'instrumentation des essais se fait suivant la Figure 85.

Un grand capteur de force de 100 kN de capacité (capteur 1) est installé entre la semelle et le vérin pour bien vérifier la charge totale appliquée par le vérin sur la semelle (annexe, Figure 152)

- Un petit capteur de force de 20 kN de capacité (capteur 3) est installé entre la semelle et la colonne de soil mixing pour récupérer l'effort transmis par la semelle en tête de la colonne.
- Deux capteurs de pression de sol (BEC A) de 1 MPa de capacité (capteur 2) sont installés entre la semelle et sol pour récupérer les efforts que la semelle transmet au sol (annexe, Figure 153 et Figure 154)
- Trois capteurs de déplacement de 50 mm de course sont installés sur les trois coins de la semelle (capteurs 4), (annexe, Figure 160)

Les essais de chargement se font en déplacement imposé avec une vitesse de 1.6mm/minute.

Afin de caractériser le comportement des fondations renforcées et non renforcées, douze essais de chargement ont été réalisés. Le tableau ci dessous nous montre le classement de ces essais suivant deux paramètres différents (Tableau 23). La densité du sol ainsi que l'âge de la colonne de renforcement ont été variés pour étudier leurs effets sur le comportement de la fondation mixte.

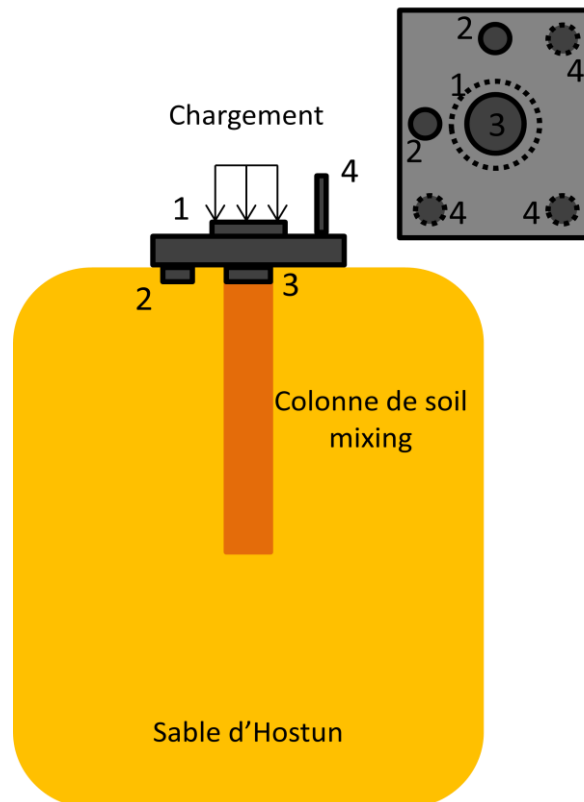


Figure 85 : Instrumentation des essais de chargement des semelles dans la cuve. 1 : capteur de force sous le vérin, 2 : cellules de pression, 3 : capteur de force en tête de la colonne, 4 : capteurs de déplacement

Test	Type de sol	Age de la colonne (jours)	Nombre de tests	Densité du sol (kN/m ³)	Densité relative (%)
Test 1	Dense	-	2	15.00	68
Test 2	Dense	7	3	15.00	68
Test 3	Dense	14	3	15.00	68
Test 4	Lâche	7	2	13.80	24
Test 5	Lâche	14	2	13.80	24

Tableau 23 : Essais de chargement réalisés sur la semelle rectangulaire

L'instrumentation de la tête de la colonne se fait suivant le schéma de la Figure 86. Un système pour appliquer la force en tête de la colonne est conçu afin d'autoriser d'éventuelles petites rotations. Ce système est formé d'un capteur de force de 9 cm de diamètre équipé d'une bille métallique placée au centre. Cet ensemble repose sur un chapeau métallique installé au dessus de la colonne le tout étant fixé ensemble à l'aide d'un matériau de polystyrène compressible et peu rigide. Ce matériau permet de conserver une charge verticale et donne au capteur la possibilité de s'ajuster à de faibles rotations. Un carton compressible est installé entre le chapeau en acier et la tête de la colonne. Le but de son utilisation est d'éviter que de petites imperfections en tête de la colonne puissent fausser la distribution de la charge sur la tête de la colonne.

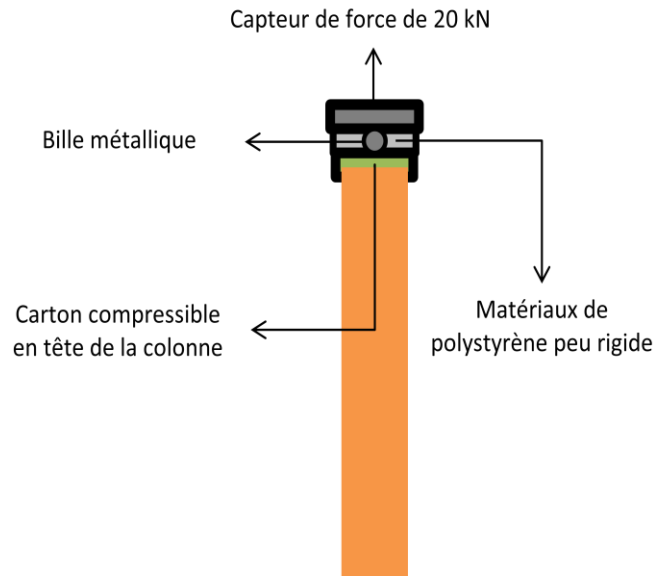


Figure 86 : Détail de l'instrumentation de la tête de la colonne

5.3.6.2 Essais de chargement du sable dense renforcé par une colonne de soil mixing

5.3.6.2.1 Essai à 7 jours

Dans cette partie on réalise des essais de chargement d'une semelle rectangulaire reposant sur du sable dense ($\gamma_D = 15.00 \text{ kN/m}^3 - D_r = 68\%$) renforcé par une colonne de soil mixing au centre. La Figure 87 présente trois différentes courbes :

- La première courbe montre l'évolution de la charge appliquée sur la semelle en fonction du déplacement imposé du vérin. Les données enregistrées par le capteur de force installé entre le vérin et la semelle (capteur 1), ainsi que les déplacements enregistrés par les capteurs de déplacement LVDT installés sur les coins de la semelle (capteurs 4) permettent d'obtenir cette courbe.
- La deuxième courbe présente l'évolution de la charge en tête de la colonne de renforcement en fonction du déplacement imposé du vérin. Cette courbe est obtenue en se référant aux données enregistrées par le capteur de force installée entre la tête de la colonne de renforcement et la semelle (capteur 3) et les capteurs de déplacement (capteurs 4).
- La dernière courbe est obtenue en recalculant la charge appliquée sur la semelle. Il s'agit de multiplier la moyenne des contraintes enregistrées par les cellules de pressions (capteurs 2) par la surface de la semelle en contact avec le sol (surface de la semelle totale – surface du capteur de force en tête de la colonne). La valeur obtenue sera ajoutée à la force enregistrée en tête de la colonne de soil mixing.

La courbe de chargement de la semelle peut être partagée en trois parties :

- La première partie présente une évolution quasi-linéaire de la charge en fonction du déplacement du vérin. Cette évolution est marquée par une augmentation substantielle de la capacité portante où la pente de la courbe de chargement est la plus élevée.
- Une phase de fluage apparaît ensuite. Elle est marquée par une courbe de chargement dont la pente diminue avec l'augmentation du déplacement imposé. L'évolution de la charge en fonction du déplacement n'est alors plus linéaire.

- Une dernière partie de la courbe est plutôt linéaire. Elle présente la plus faible pente ou la semelle présente de tassements importants pour de faibles incréments de charge. Le système fondation mixte est alors dans un état plastique.

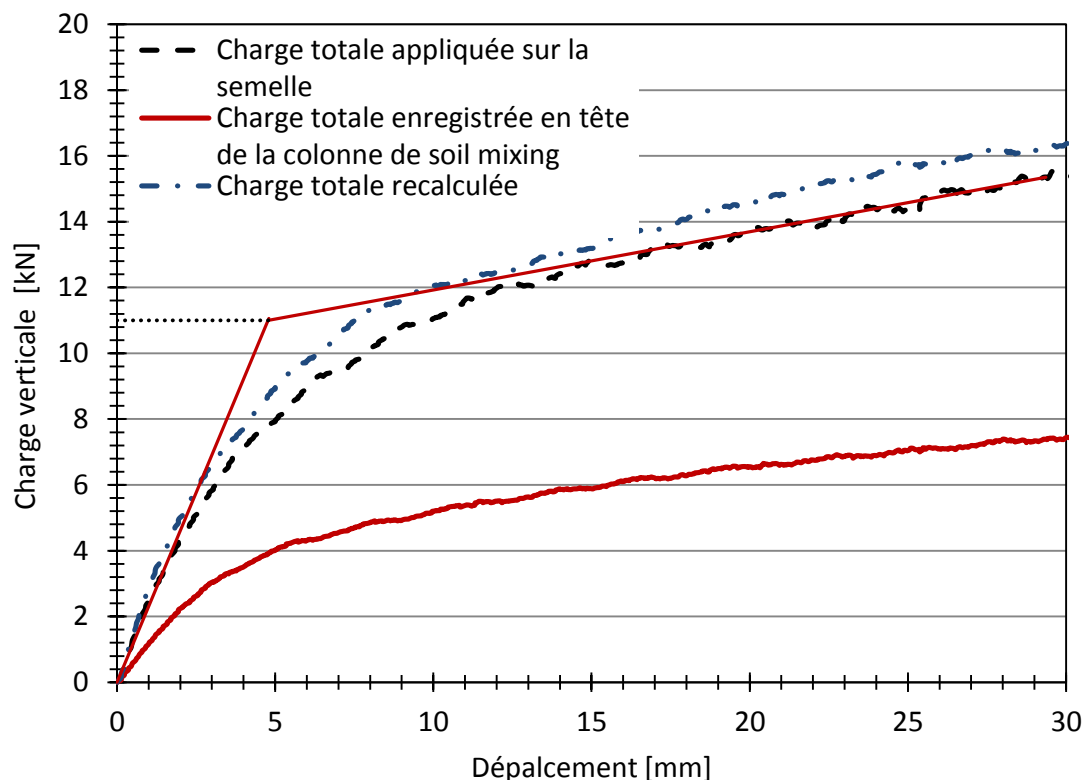


Figure 87 : Charge en fonction de l'enfoncement : force totale, force en tête de la colonne et force de vérification calculée (7 jours, $D_r=68\%$)

La charge totale recalculée présente une surestimation de la charge totale appliquée réellement. Les deux cellules de pression installées entre la semelle et le sable enregistrent les contraintes appliquées sur le sol. Cependant, la distribution des contraintes au dessus d'une semelle n'est jamais uniforme. En plus, l'installation de ces cellules de pression entre la semelle et le sol provoque l'apparition des points rigides qui aboutissent à avoir une concentration de pression dans cette zone et une surestimation des contraintes.

L'évolution de la charge en tête de la colonne de sol mixing présente une allure similaire à celle de la charge totale. La Figure 88 met en évidence l'importance de cette colonne de renforcement. Un grand écart existe entre la contrainte appliquée sur la semelle et la contrainte transmise au sol. A 5 mm de déplacement vertical, 0.11 MPa sont appliqués sur le sol, alors que la contrainte totale appliquée est de 0.18 MPa. A un tassement égal à 10% de la largeur de la semelle, 0.16 MPa des 0.29 MPa sont appliqués au sol.

La Figure 89 permet de voir plus concrètement l'apport du renforcement et la contribution de la colonne de sol mixing dans le système de la fondation mixte. Même dans le cas d'un sable dense la colonne de sol mixing prend 45% de la charge totale appliquée. Cette valeur reste quasiment constante tout au long du chargement. Ces résultats mettent en évidence la valeur de la contribution du renforcement. L'existence d'un élément rigide sous la fondation permet au système fondation mixte d'avoir une rigidité supérieure à celle d'une semelle simple non renforcée reposant sur un sable dense. La semelle renforcée peut être soumise à des efforts plus importants sans subir des tassements excessifs.

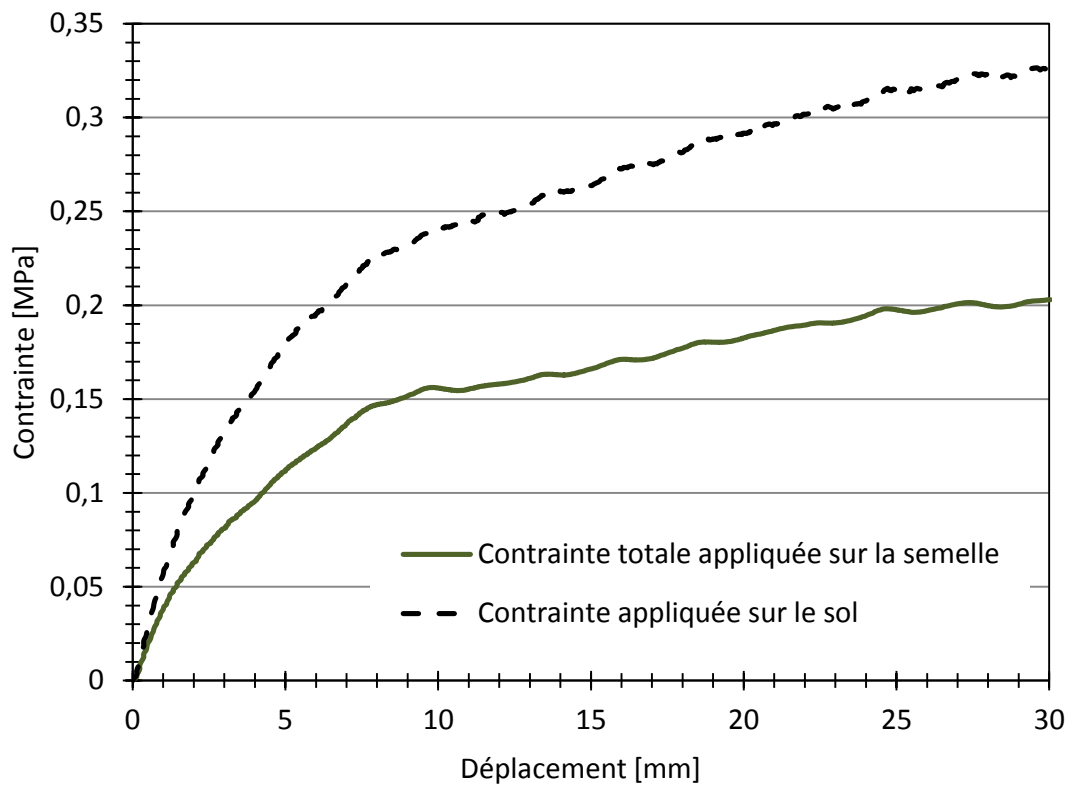


Figure 88 : Variation de la contrainte totale appliquée à la semelle et la contrainte transmise au sol en fonction du déplacement verticale (7 jours, $D_r=68\%$)

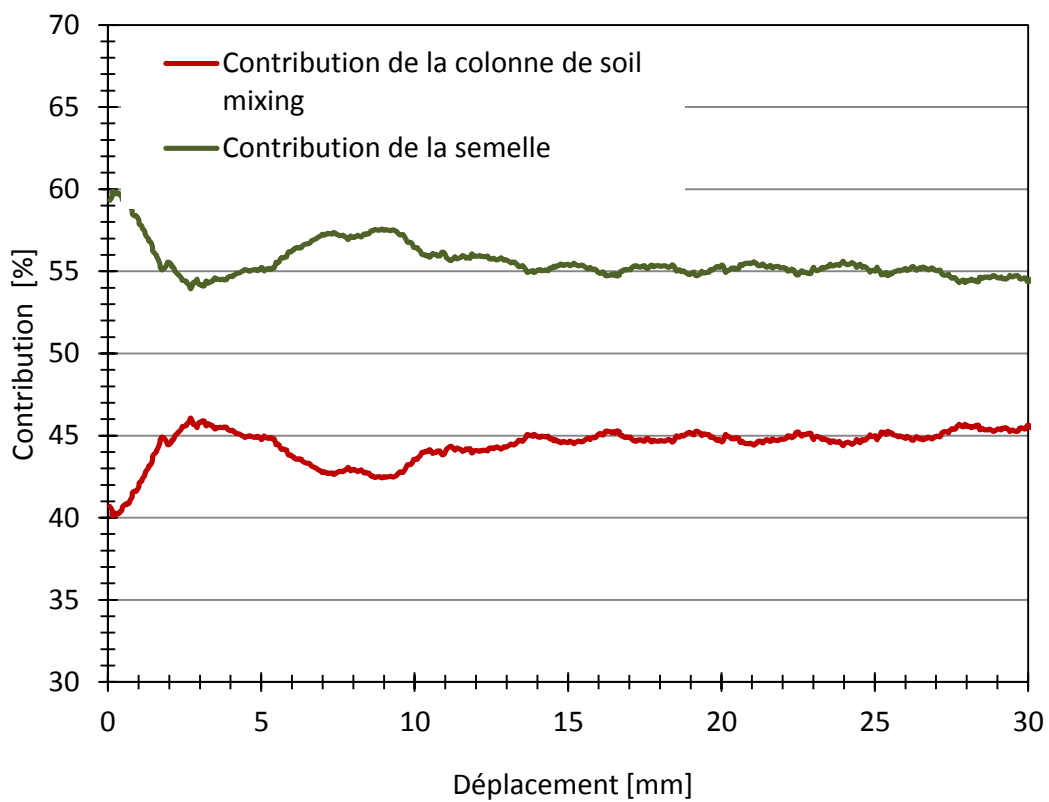


Figure 89 : Contribution de la colonne de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (7 jours, $D_r=68\%$)

5.3.6.2.2 Essai à 14 jours

Cet essai est réalisé dans les mêmes conditions que celles de l'essai précédent, sauf que la colonne de soil mixing est à 14 jours de cure. Le but est de mettre en évidence l'effet du durcissement de la colonne de soil mixing sur le comportement de la fondation mixte.

La courbe d'évolution de la charge appliquée sur la semelle en fonction du déplacement imposé du vérin possède la même allure que celle de l'essai réalisé à 7 jours, sauf que la partie linéaire au début du chargement est plus importante. A 7 jours, la capacité portante de la semelle renforcée s'élève à 11.00 kN, alors qu'à 14 jours elle atteint 16.46 kN. Il faut noter que le durcissement de la colonne de soil mixing augmente sa résistance à la compression ainsi que son module de Young ce qui explique la montée de la capacité portante de la semelle renforcée.

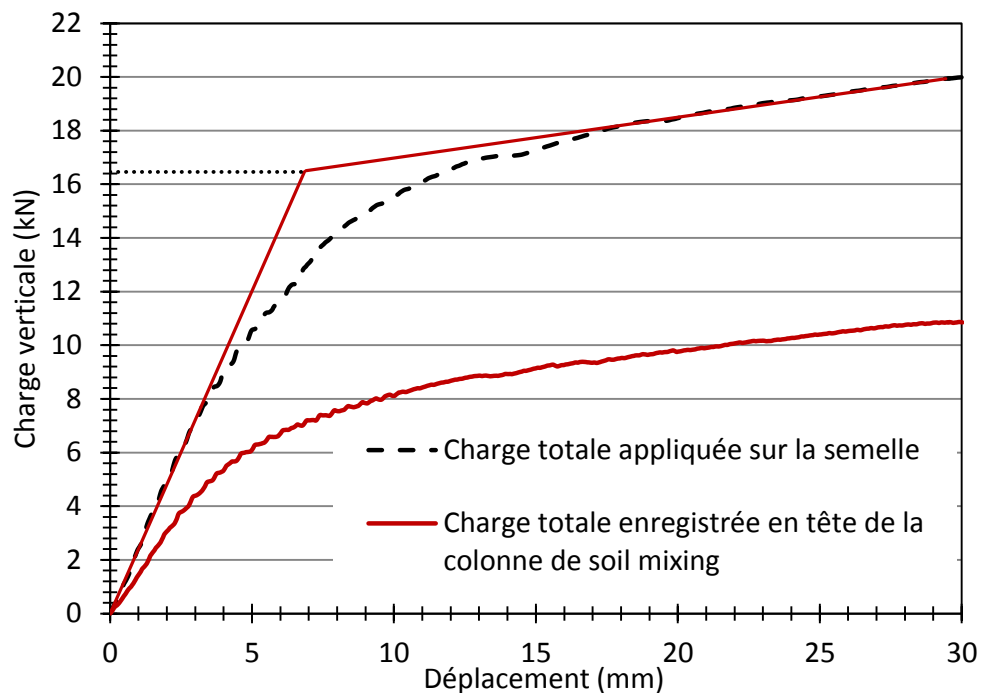


Figure 90 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête de la colonne (14 jours, $D_r=68\%$)

La Figure 91 présente l'évolution de la charge appliquée sur la semelle ainsi que la charge transmise au sol en fonction du déplacement imposé du vérin. On trouve qu'après 14 jours, le taux de transmission de charge de la semelle au sol sous-jacent est inférieur à celui du 7 jours. En effet, le durcissement de la colonne aboutit à une évolution des caractéristiques mécaniques des colonnes de soil mixing et par suite à une augmentation de sa capacité portante. Les essais de caractérisation de ce matériau ont abouti à avoir les rapports suivant :

$$\frac{R_c(14 \text{ jours})}{R_c(7 \text{ jours})} = 1.79 \quad \text{Equation 30}$$

$$\frac{E_{50}(14 \text{ jours})}{E_{50}(7 \text{ jours})} = 1.48 \quad \text{Equation 31}$$

Cela peut alors expliquer l'augmentation de la contribution de la colonne de soil mixing dans la reprise des efforts appliqués sur le système de la fondation mixte. La Figure 92 présente l'évolution de la répartition de la charge totale appliquée entre la colonne et le sol. Il est à noter qu'au début du chargement, la contribution de colonne de soil mixing est

maximale. Ensuite, vers 8 mm de déplacement vertical, cette contribution devient quasiment stable à une valeur de l'ordre de 52%. Il faut souligner que la colonne ayant une section qui ne dépasse pas les 8 % de la surface de la semelle reprend la moitié de la charge appliquée même dans le cas d'un sol dense, homogène et de bonne qualité. Rappelons que la pointe de la colonne n'est pas encastree dans un horizon porteur.

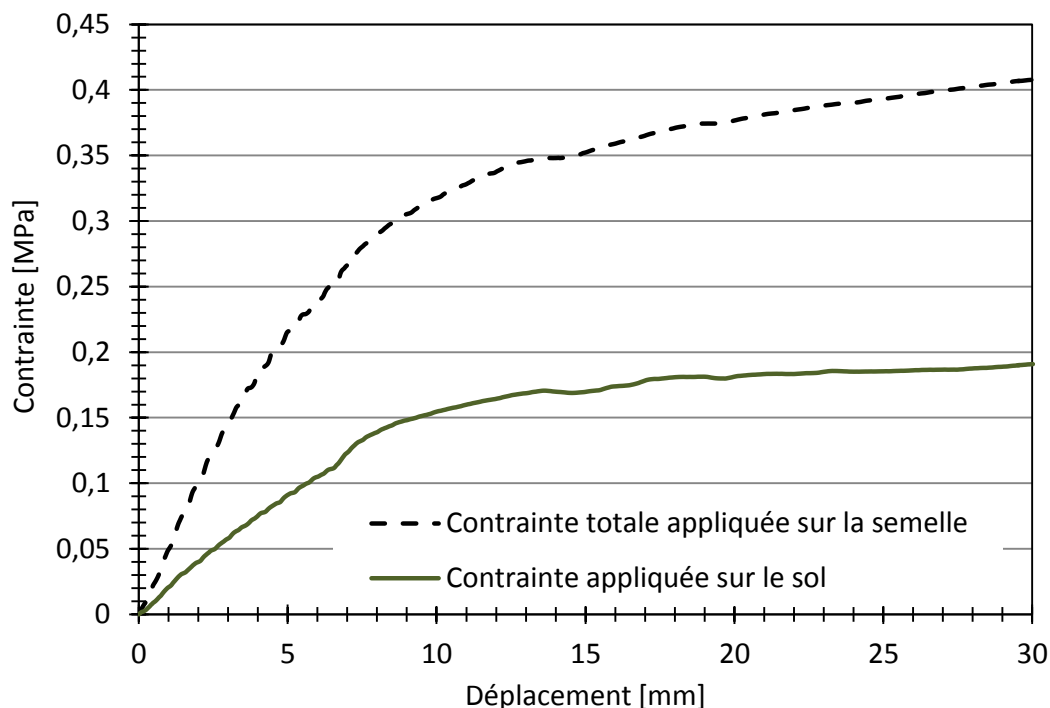


Figure 91 : Variation de la contrainte totale appliquée à la semelle et la contrainte transmise au sol en fonction du déplacement verticale (14 jours, $D_r=68\%$)

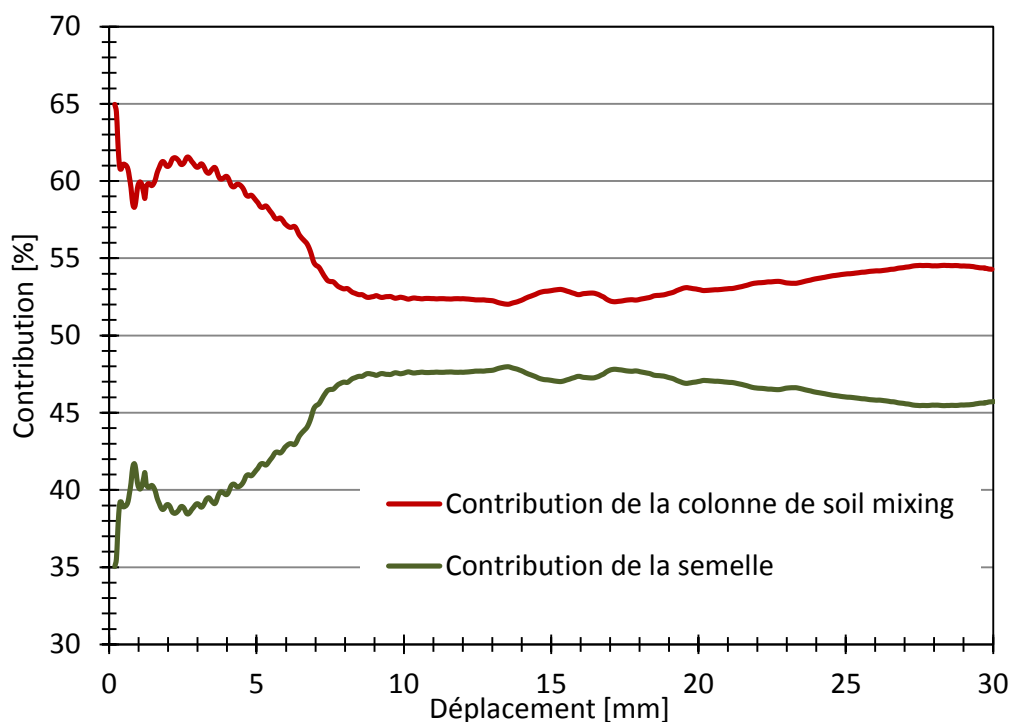


Figure 92 : Contribution de la colonne de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (14 jours, $D_r=68\%$)

La Figure 93 présente les courbes de chargement de tous les essais réalisés sur le sable dense renforcé et chargé à 7 jours (3 essais) et à 14 jours (3 essais). Y figure aussi la courbe de chargement d'une semelle non renforcée reposant sur un massif ayant la même densité.

Les résultats obtenus mettent en valeur la bonne reproductibilité de nos essais. Une légère différence existe entre les courbes de chargement provenant du même type d'essai. Cela est très probablement lié à un possible écart minime dans la densité du sol des différents essais ou à la préparation du montage expérimentale. Les résultats sont très satisfaisants compte tenu que le renforcement de la semelle par une seule colonne au centre n'est pas la configuration de renforcement la plus facile du point de vue de la stabilité du système. En effet, une légère imperfection dans la mise en place de la semelle au dessus de la colonne conduit à une légère excentricité de la charge. Ceci peut se traduire ensuite par la rotation de la semelle durant le chargement et finalement induire une imprécision des résultats.

En termes de capacité portante, les semelles renforcées par une seule colonne chargée à 7 jours présentent une capacité portante de l'ordre de 11.00 kN. Cette valeur monte jusqu'à 16.46 kN à 14 jours, ce qui constitue une augmentation de 50% de la capacité portante. L'évolution des caractéristiques mécaniques de la colonne de renforcement met en évidence l'intérêt et le bénéfice de son durcissement sur le comportement de la semelle renforcée. Cela n'a pas seulement une importance sur l'augmentation de la capacité portante mais aussi sur la prolongation de la partie linéaire ayant la plus grande pente, au début dans la courbe de chargement.

La courbe de chargement de la semelle non renforcée est considérée comme la référence permettant de comparer son comportement avec celui des semelles renforcées. Dans le cas non renforcée, la semelle présente un comportement ductile, où la partie pseudo-élastique n'est pas bien apparente. Cependant, les trois phases (pseudo-élastique, fluage et plasticité) sont bien prononcées dans les cas renforcés. Les résultats montrent que le renforcement par une colonne de soil mixing d'une semelle rectangulaire de 200 X 250 mm² se trouvant sur du sable dense augmente sa capacité portante de 83% après 7 jours. Cette évolution en termes de portance est de l'ordre de 174% après 14 jours.

Notons que le sol d'assise dans le cas de ces essais est d'une bonne qualité que l'on ne cherche pas à améliorer. Cependant ces essais de renforcement ont permis de :

- avoir une bonne maîtrise du montage expérimental ;
- mettre l'accent sur l'efficacité de ce type de renforcement même dans le cas d'un sol moyennement dense ;
- fournir les premiers résultats expérimentaux permettant de la calibration des modèles numériques développés dans la cadre du projet;

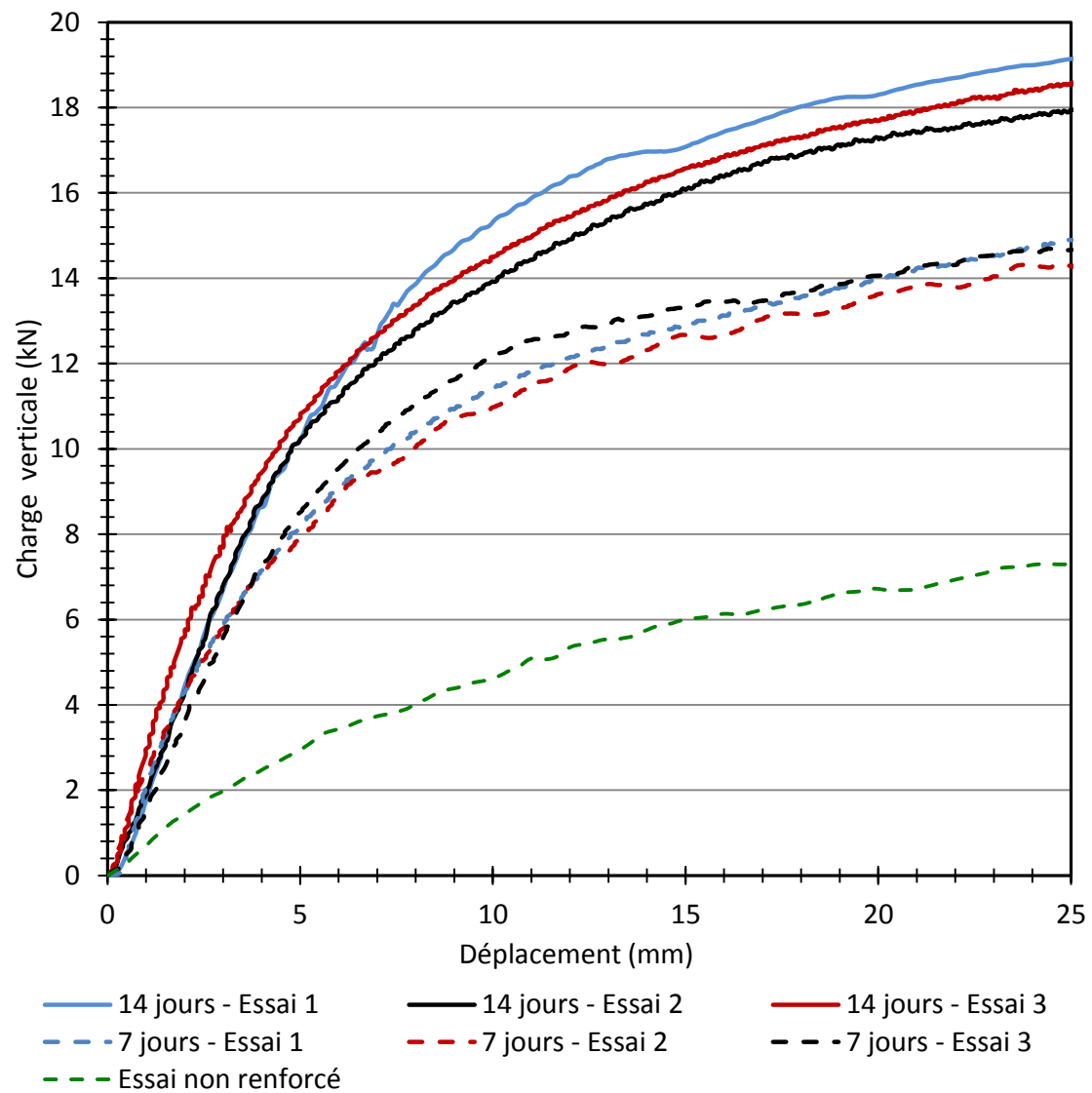


Figure 93 : Evolution de la charge verticale en fonction du déplacement du vérin de tout les essais de chargement réalisés sur du sable dense renforcé et non renforcé

5.3.6.3 Essais de chargement du sable lâche renforcé par une colonne de soil mixing

5.3.6.3.1 Essais à 7 jours

Dans cette partie de notre étude, le même essai est répété mais en changeant la densité du sol. En effet, on passe de 15.00 kN/m^3 ($D_r=68\%$) à 13.80 kN/m^3 ($D_r=24\%$). L'objectif poursuivi est de renforcer un sol lâche de faible portance, ce qui permettra de mettre clairement en évidence l'intérêt du renforcement et son effet sur l'évolution de la portance et la réduction des tassements.

La Figure 94 présente l'évolution de la charge appliquée sur la semelle et de la charge enregistrée en tête de la colonne de renforcement en fonction du déplacement vertical du vérin. Pour du sable lâche renforcé par une seule colonne de soil mixing chargé à 7 jours, on trouve que la capacité portante s'élève à 4.69 kN . En comparant ce résultat avec les résultats précédents sur du sable dense renforcé, on trouve que dans ce cas, la partie linéaire au début de la courbe de chargement est moins marquée. Cependant la phase de fluage est beaucoup plus prononcée et cela en raison de deux facteurs :

- Le sable sous la fondation est lâche. Il s'agit alors d'un sol très compressible poinçonné par la semelle, ce qui explique l'augmentation rapide des tassements avec la charge appliquée.
- Le massif de sol est homogène. La colonne de renforcement se trouve alors dans un sol lâche sans que sa pointe soit encastrée dans un horizon porteur. L'absence de cette couche peu compressible sous la pointe est aussi à l'origine du comportement de la fondation mixte.

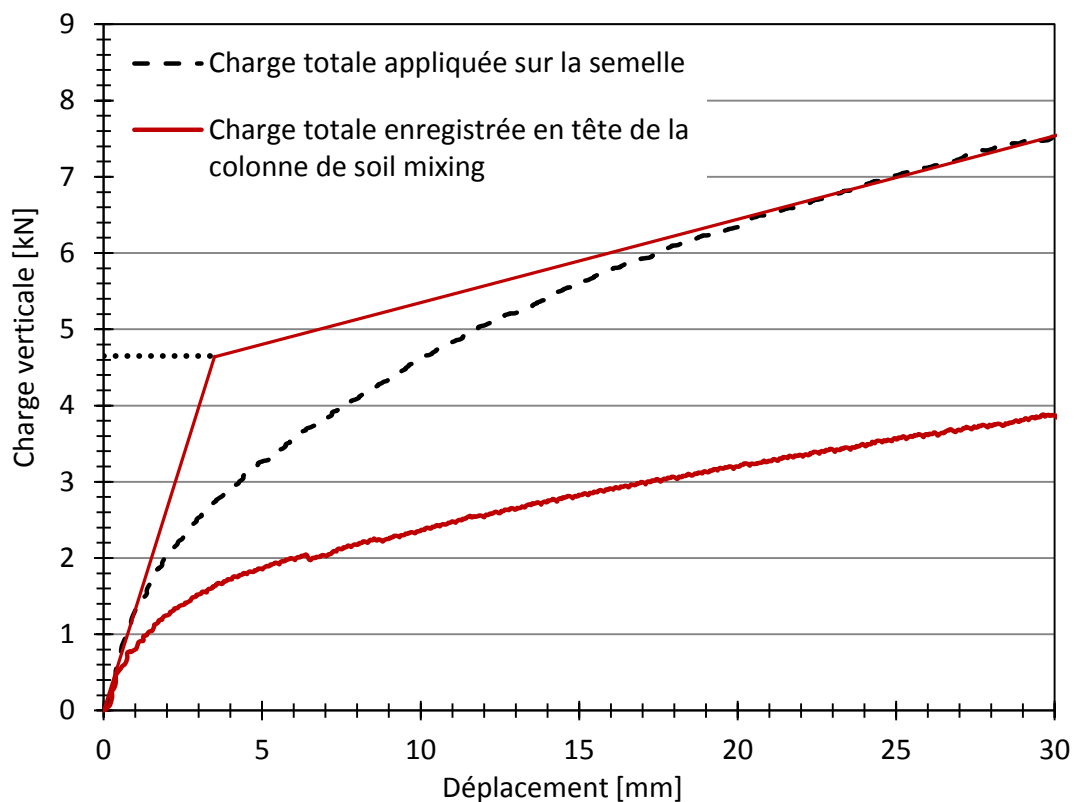


Figure 94 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête de la colonne (7 jours, $D_r=24\%$)

La Figure 95 présente l'évolution de la charge totale appliquée sur la semelle et la charge transmise au sol. Lorsque le renforcement se fait pour un sol dans un état lâche, son effet devient plus visible. Même si la pointe de la colonne n'est pas encastrée dans un horizon porteur, sa présence permet visiblement de réduire les contraintes transmises au sol. Dans le cas du sable dense renforcé et chargé à 7 jours présenté précédemment, on trouve que la colonne de soil mixing reprend 45% des efforts appliqués sur la semelle. Dans le cas du sable lâche, la Figure 96 montre que cette contribution s'élève à plus de 60% au début du chargement. Cette contribution décroît avec l'augmentation du déplacement imposé du vérin et se stabilise à une valeur de l'ordre de 50%, pour un déplacement de 10 mm. En réduisant la densité du sol, le contraste de modules entre la colonne et le sol devient beaucoup plus prononcé.

En effet, la colonne de soil mixing possède les mêmes propriétés mécaniques à 7 jours dans les deux cas, dense et lâche. Cependant, l'écart significatif de densité entre le cas dense et le cas lâche se traduit par une variation importante au niveau du module du sol qui, dans son état lâche, devient beaucoup plus compressible et moins portant. Cela peut alors expliquer cette évolution de la répartition de la charge entre le sol et la colonne de renforcement.

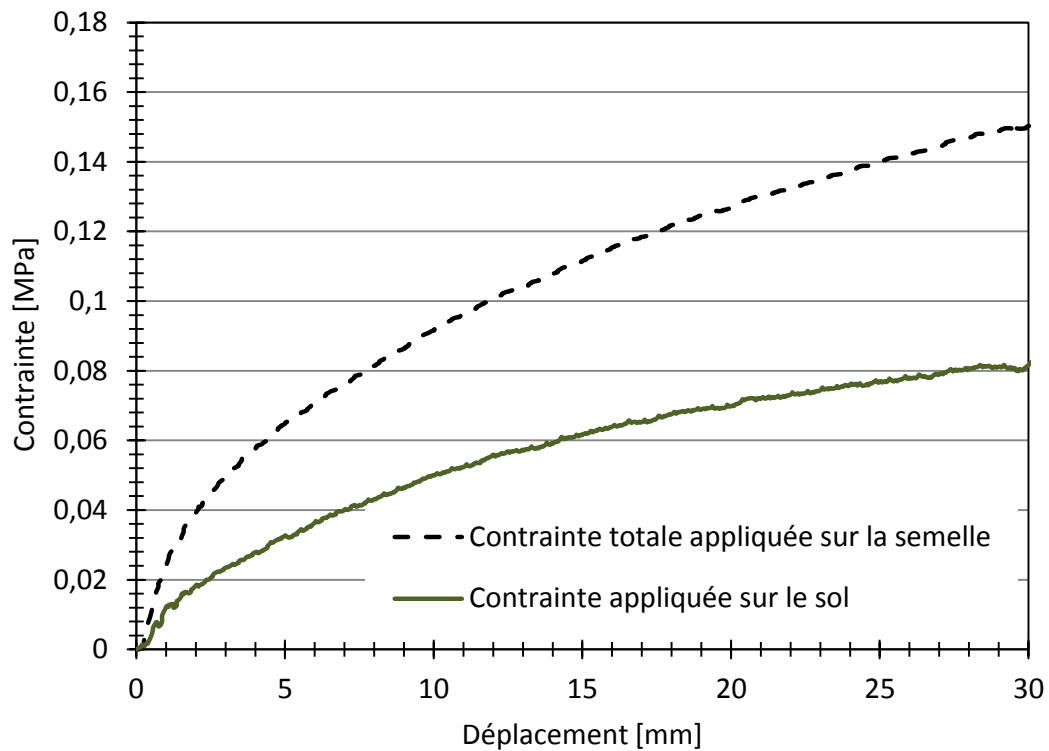


Figure 95 : Variation de la contrainte totale appliquée à la semelle et la contrainte transmise au sol en fonction du déplacement verticale (7 jours, $D_r=24\%$)

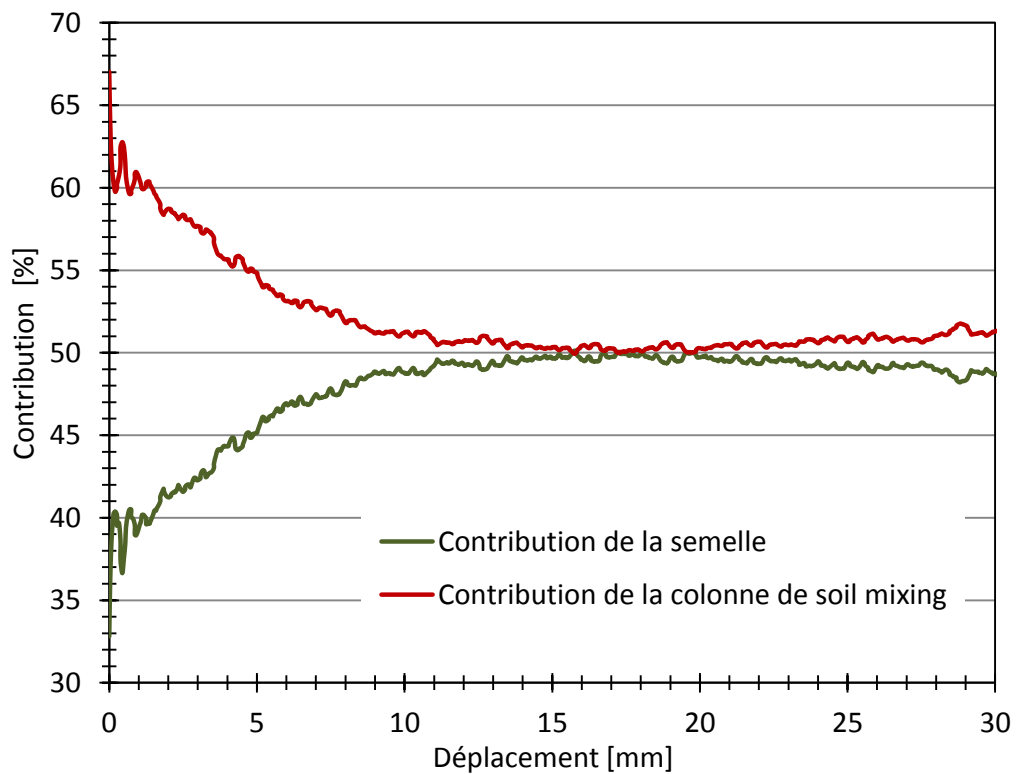


Figure 96 : Contribution de la colonne de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (7 jours, $D_r=24\%$)

5.3.6.3.2 Essai à 14 jours

Dans le cas du sable lâche renforcé par une colonne et chargé à 14 jours, la capacité portante s'élève à 6.21 kN (Figure 97). En comparant cette valeur avec celle obtenue lors du chargement à 7 jours, il est observé une augmentation de 32% en termes de capacité portante. Comme dans le cas du sable dense, cette augmentation est strictement liée à l'évolution avec l'âge des propriétés mécaniques du matériau de soil mixing. Cela influence la portance et le comportement de la semelle renforcée et se traduit par une pente plus raide en début du chargement.

A 14 jours, la contribution de la colonne de soil mixing atteint 60%. Cette contribution augment légèrement jusqu'à 62% après 2 mm de déplacement imposé. Cela est très probablement consécutif à un léger défaut de mise en place, où le niveau du sol est légèrement supérieur à celui de la tête de la colonne. La contribution diminue ensuite au fur et à mesure de l'augmentation du déplacement imposé afin de se stabiliser finalement sur une valeur de 55%.

En résumé, dans le cas du sable lâche le durcissement de la colonne de soil mixing conduit à une augmentation de la capacité portante de la semelle renforcée et à une augmentation de la contribution de la colonne dans la reprise des efforts appliqués sur la semelle.

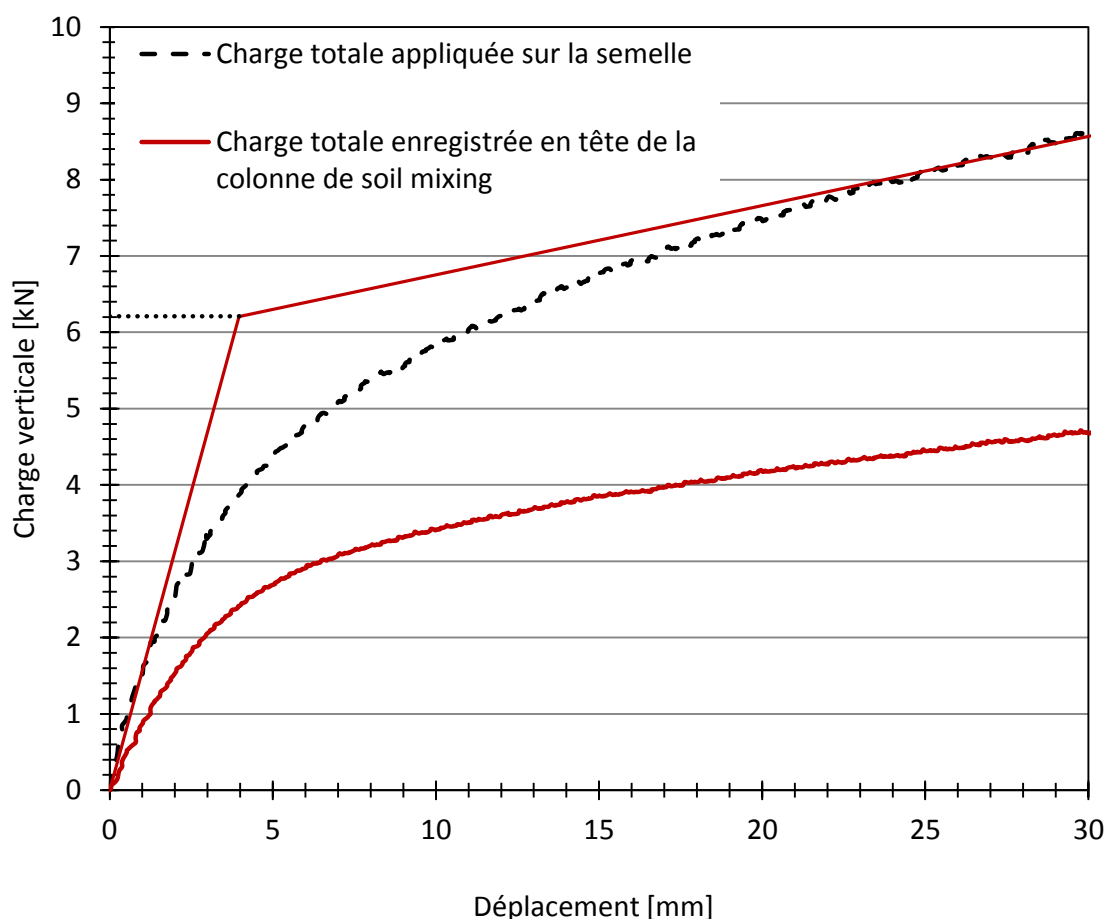


Figure 97 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête de la colonne (14 jours, $D_r=24\%$)

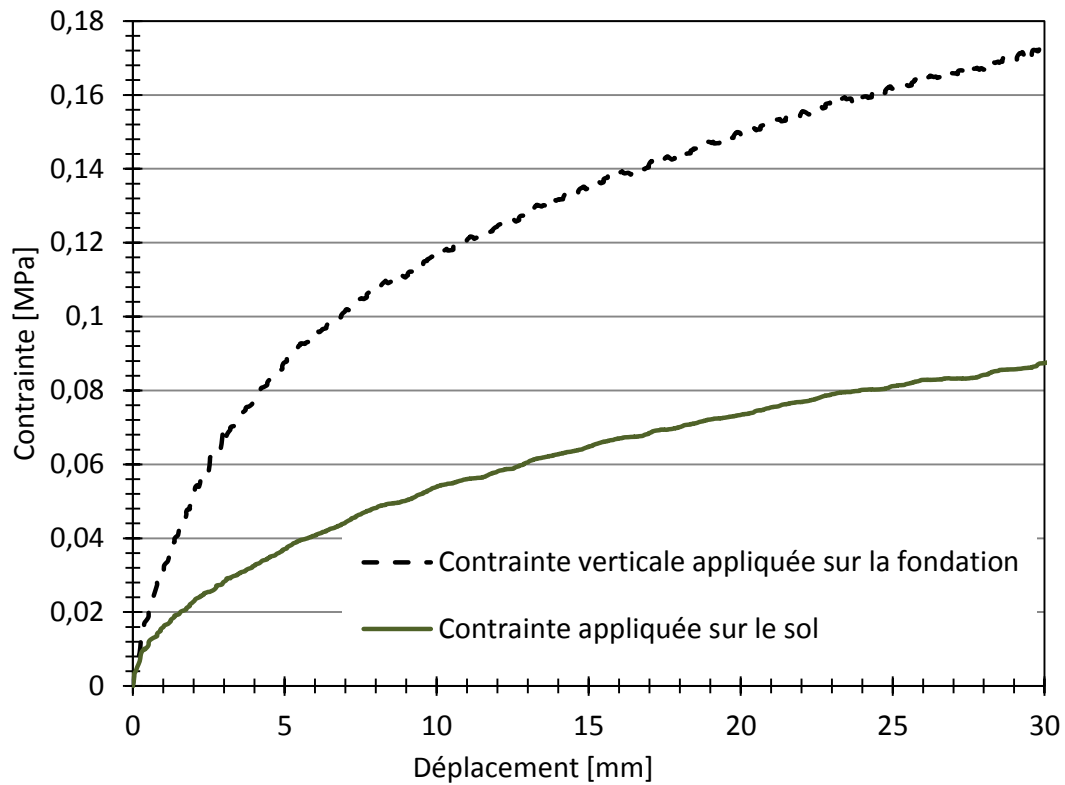


Figure 98 : Variation de la contrainte totale appliquée à la semelle et la contrainte transmise au sol en fonction du déplacement verticale (14 jours, $D_r=24\%$)

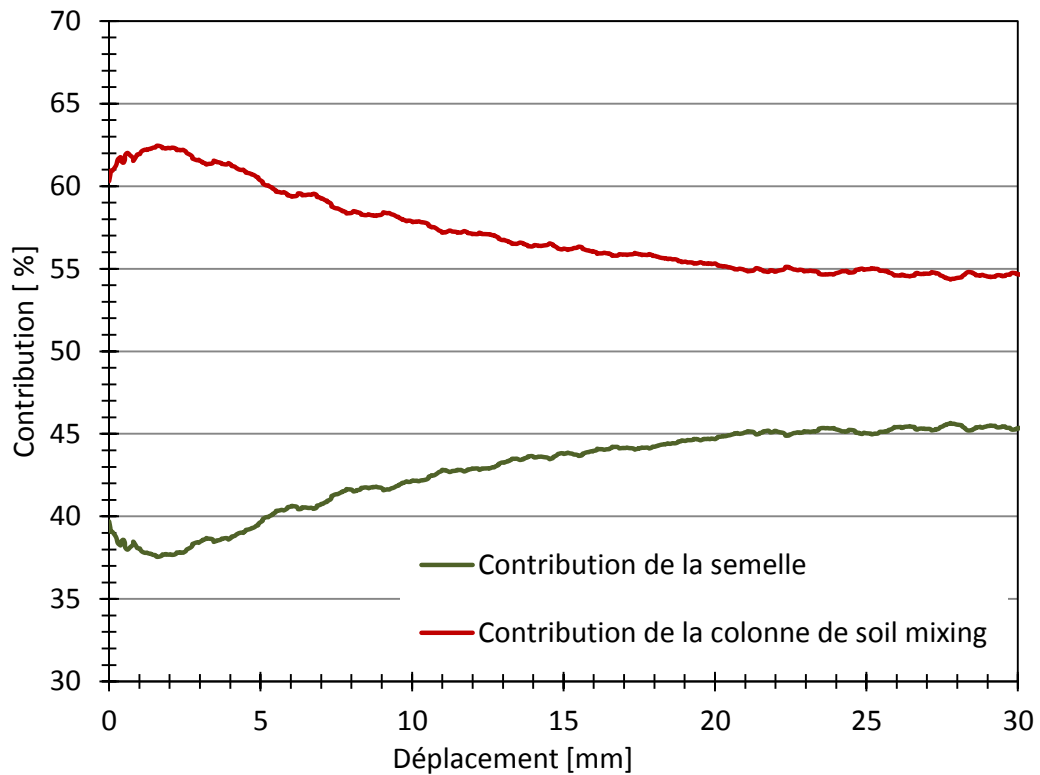


Figure 99 : Contribution de la colonne de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (14 jours, $D_r=24\%$)

5.3.7 Discussion

Le Tableau 24 ainsi que la Figure 100 résument les essais de chargement réalisés sur une semelle rectangulaire non renforcée et renforcée par une colonne de soil mixing au centre. Le résultat de l'essai de chargement du sable dense non renforcé est pris comme référence (il simule une semelle reposant sur un sol de bonne qualité) pour mettre en évidence la contribution du renforcement sur le comportement des semelles.

Dans le cas du sable dense renforcé et chargé à 7 jours, on observe que la capacité portante s'élève à 11.00 kN, soit une augmentation de 110% de la capacité portante de la semelle non renforcée. Le durcissement de la colonne de soil mixing se traduit par une augmentation supplémentaire de la capacité portante qui, à 14 jours, dépasse les 16.00 kN. Cela constitue une augmentation de 214% par rapport à la capacité portante de la semelle non renforcée.

Dans le cas du sable lâche renforcé et chargé à 7 jours, on trouve une diminution de 10% de la capacité portante par rapport au cas du sable dense non renforcé. Le durcissement de la colonne fait monter cette capacité portante jusqu'à 6.21 kN, ce qui correspond à une augmentation de 19% de la capacité portante de la semelle sur le sable dense non renforcé. Cependant, le sable lâche renforcé présente une courbe de chargement plus raide jusqu'à plus de 5 mm de déplacement imposé. La présence d'un élément rigide sous la semelle, même si sa pointe n'est pas encastree dans un horizon porteur, donne au système fondation mixte une raideur plus élevée. Cet apport permet à la semelle renforcée dans un sable lâche d'avoir une meilleure performance en termes de portance et de tassement.

Les essais réalisés ont mis en évidence la contribution de la colonne de renforcement sur l'amélioration du comportement des semelles. Elle permet non seulement une augmentation de la capacité portante, mais aussi une réduction des tassements associés. La présence de la colonne sous la semelle conduit à la réduction des charges transmises au sol sous-jacent.

Type d'essai	Capacité portante (kN)	Taux d'augmentation de la capacité portante (%)	Contribution de la colonne (%)
Sable dense non renforcé	5.23	-	-
Sable dense renforcé 7 jours	11.00	+110	60 – 50
Sable dense renforcé 14 jours	16.46	+ 214	62 – 55
Sable lâche renforcé 7 jours	4.69	- 10	40 – 45
Sable lâche renforcé 14 jours	6.21	+ 19	60 – 52

Tableau 24 : Tableau récapitulatif des résultats provenant des essais préliminaires réalisés sur une semelle rectangulaire

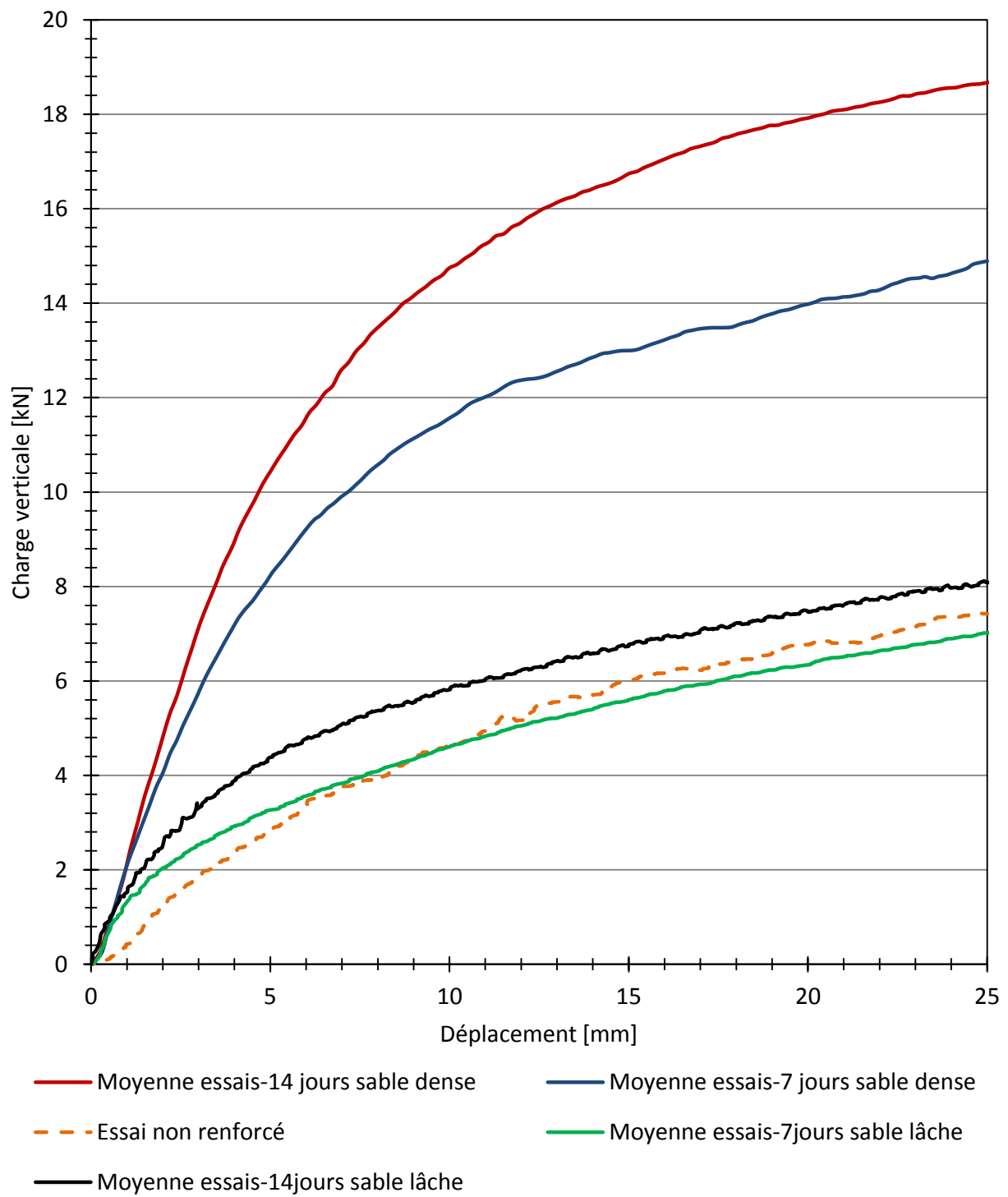


Figure 100 : Evolution de charge verticale appliquée sur la semelle en fonction du déplacement du vertical du vérin – Synthèse de tout les essais préliminaires

5.4 Essais de chargement sur une semelle carrée

Dans cette partie de notre étude, on modifie la taille de la semelle qui sera 2.45 fois plus grande. Il s'agit donc d'une semelle rigide carrée de $350 \times 350 \text{ mm}^2$ de surface se trouvant au dessus d'un massif de sable lâche ($D_r=24\%$). Ces essais poursuivent plusieurs buts :

- L'augmentation des dimensions de la semelle nous permettra de réaliser un renforcement par plusieurs colonnes de soil mixing, ce qui n'était pas faisable avec une semelle de 200 mm de largeur.
- L'augmentation de la largeur de la semelle jusqu'à 350 mm nous permet aussi de réduire les effets d'échelle, surtout en ce qui concerne le facteur de portance N_γ dont les études ont prouvé sa relation avec la largeur de la semelle.
- les travaux réalisés par Tcheng et Iseux (1966) ont montré que l'effet d'échelle dépend non seulement de la largeur de la semelle mais aussi de la densité du sol. En conséquence, la réalisation des essais de chargement sur un sable de faible densité est un facteur important sur la réduction des effets d'échelle.

Notons que dans cette partie de notre étude, l'âge des colonnes de renforcement n'est plus un paramètre étudié. Tous les essais sont réalisés à 7 jours de cure.

5.4.1 Essai de chargement d'une semelle non renforcée

Il s'agit d'un chargement d'une semelle carrée de $350 \times 350 \text{ mm}^2$ se trouvant sur un massif homogène de sable d'Hostun lâche ($D_r=24\%$). Comme les essais présentés précédemment, cet essai est réalisé en appliquant un déplacement imposé à l'aide du servo vérin.

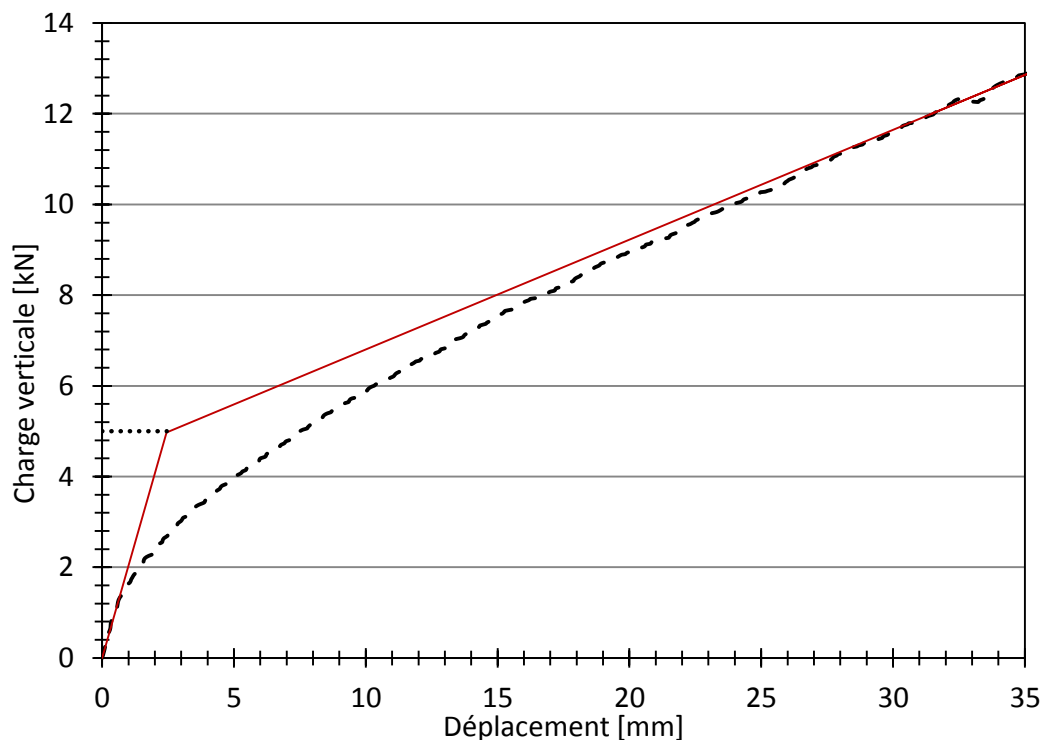


Figure 101 : Evolution de la charge appliquée sur la semelle en fonction du déplacement vertical du vérin (sable lâche, $D_r=24\%$)

La Figure 101 présente l'évolution de la charge appliquée sur la semelle en fonction du déplacement imposé du vérin. Il s'agit d'un poinçonnement du sable par la semelle, qui est visible sur l'allure de la courbe de chargement. Le tassement de la fondation s'accompagne de la compression du sol au dessous et les lignes de glissement ne débouchent pas en surface, ce qui révèle le phénomène de poinçonnement. La capacité portante de la semelle s'élève à 4.96 kN. A partir de cette valeur, nous pourrions estimer le facteur de portance $N\gamma$ de cette fondation superficielle en utilisant la relation de superposition de Terzaghi (1943):

$$ql = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma(\varphi) \cdot S\gamma + c \cdot Nc(\varphi) \cdot Sc + (q + \gamma \cdot D) Nc(\varphi) \cdot Sq \quad \text{Equation 32}$$

Avec : $B = 0.35 \text{ m}$; $\gamma = 13.80 \text{ kN/m}^3$; $ql = 40.49 \text{ kPa}$; $S\gamma = 0.70$ (semelle carrée), on obtient un $N\gamma$ égal à 23.95.

En se référant aux valeurs des facteurs de portance recommandées par l'Eurocode 7, on trouve que l'angle de frottement interne qui correspond à cette valeur de $N\gamma$ s'élève à 31° ($\varphi = 31^\circ$ pour $N\gamma = 23.59$ suivant l'Eurocode 7). Cet angle de frottement est très proche de la valeur obtenue lors des essais de cisaillement à la boîte sur du sable d'Hostun lâche ayant la même densité relative ($\varphi = 29.7^\circ$ pour $Dr = 24\%$). Les résultats obtenus confirment notre hypothèse. En effet, l'essai de chargement réalisé précédemment sur le sable dense a donné un $N\gamma$ qui correspond à un angle de frottement de 39.7° alors que la valeur obtenue pour la même densité lors de l'essai de cisaillement est de 35.4° . En augmentant la largeur de la semelle et en réduisant la densité du massif de sable d'Hostun nous avons réduit l'effet d'échelle.

Grâce aux essais de chargement des semelles non renforcées reposant sur du sable lâche et sur du sable dense, nous avons pu déterminer l'évolution du module du sol en fonction de l'enfoncement de la semelle en appliquant la formule de calcul des tassements d'une fondation superficielle suivante :

$$S = \frac{(1-\vartheta^2) \cdot q \cdot B \cdot Cf}{E} \quad \text{Equation 33}$$

Avec :

S : tassement de la semelle

B : largeur de la semelle

q : charge appliquée sur la semelle

E : module de Young du sol

ϑ : coefficient de Poisson du sol

Cf : coefficient de forme

La Figure 102 présente l'évolution du module du sable d'Hostun en fonction du déplacement imposé sur la semelle. Les résultats qui figurent représentent deux états de compacité différents. La première courbe correspond au sable dans son état dense ($Dr=68\%$), alors que la deuxième courbe correspond au sable dans son état lâche ($Dr=24\%$). Dans le cas du sable lâche, on trouve que le module s'élève à 3.0 MPa au début du chargement. Cette valeur diminue rapidement avec l'augmentation du déplacement imposé du vérin et atteint les 2.2 MPa pour 10 mm. Le cisaillement du sol lors de l'essai de chargement est alors à l'origine de cette décroissance du module. A 30 mm de tassement de la semelle, le module du sable dense est de 1.25 MPa.

Dans le cas du sable lâche, on trouve que le module du sable est de 3 MPa au début du chargement. Le module décroît rapidement avec l'augmentation du déplacement imposé pour atteindre 50% de sa valeur initiale à 5 mm de déplacement.

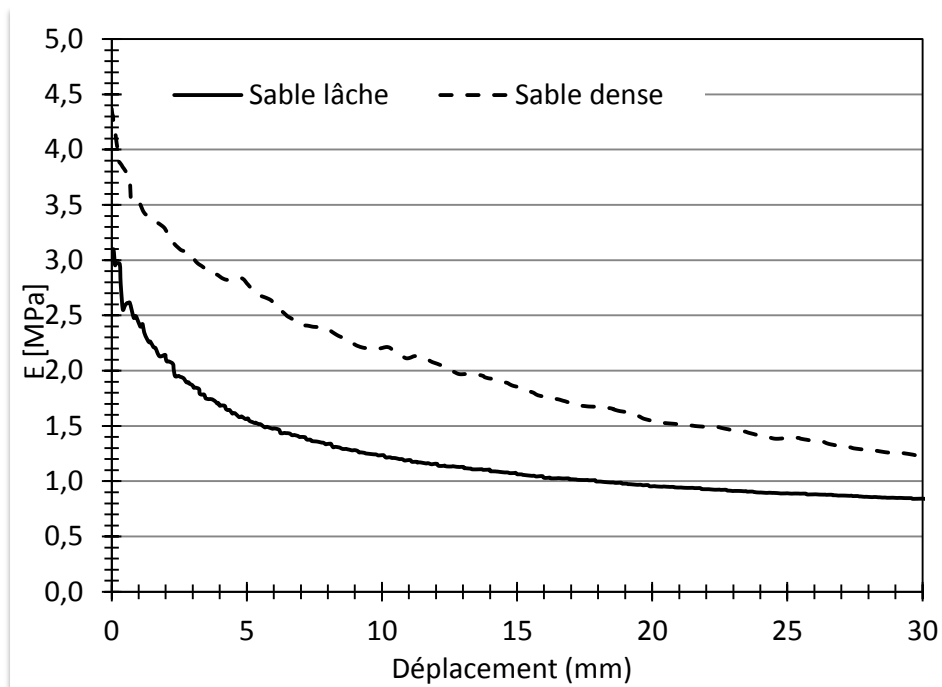


Figure 102 : Evolution du module de sol en fonction de l'enfoncement de la semelle dans le sable

Comme cela a été présenté au chapitre 3, Janbu (1963) a proposé une loi de puissance permettant d'obtenir le module du sol ainsi que son évolution avec l'accroissement de la contrainte de confinement :

$$E = E_{\text{réf}} * \left(\frac{\sigma_3}{\text{Préf}} \right)^n \quad \text{Equation 34}$$

Par ailleurs, Gay (2000) présente dans sa thèse les paramètres de cette loi obtenus par Lancelot, Colliat et Flavigny pour le sable d'Hostun. Le Tableau 25 résume les paramètres de la loi de puissance proposés par plusieurs auteurs. Ces paramètres permettront alors d'estimer le module de ce sable dans son état lâche et dense et pour plusieurs contraintes de confinement. En se référant à ces paramètres, nous pourrions obtenir une estimation globale des modules du sable sous des états de compacité dense et lâche.

Auteurs	Lancelot et al.	Colliat	Flavigny	Gay
$E_{\text{réf, lâche}}$ (MPa)	31.70	9.05	9.65	14.00
n sable lâche	0.76	0.60	0.83	0.97
$E_{\text{réf, dense}}$ (MPa)	62.60	27.70	33.20	40.00
n sable dense	0.68	0.45	0.83	0.86

Tableau 25 : Paramètres de la loi de puissance proposés par plusieurs auteurs (Gay, 2000)

En utilisant les paramètres obtenus avec une contrainte de confinement très faible (5 kPa), qui est de l'ordre de grandeur de l'état de contrainte dans notre modèle réduit, on obtient des plages de modules pour le sable d'Hostun sous deux états de compacité différents. Le Tableau 26 présente les résultats obtenus à partir de la loi de puissance et en utilisant les paramètres proposés par 4 auteurs différents :

Compacité	Lancelot et al.	Colliat	Flavigny	Gay
E_Lâche (kPa)	3.25	1.50	0.80	0.77
E_dense (kPa)	8.16	7.19	2.76	3.04

Tableau 26 : Ordre de grandeur du module du sable d'Hostun dans son état lâche et dense suivant plusieurs auteurs

Il faut noter que ces auteurs ont travaillé sur des densités relatives différentes. Cela peut être à l'origine de la variation des modules suivant les auteurs. Le Tableau 26 montre que pour des densités relativement faibles et sous un confinement peu élevé, le module du sable d'Hostun varie sur une plage allant de 0.77 MPa jusqu'à 3.25 MPa. Dans son état dense, le module du sable varie entre 2.76 MPa et 8.16 MPa. Ces données nous permettent d'évaluer les valeurs de modules déduits de nos essais de chargement de la semelle et vérifier leur conformité par rapports aux données obtenues par plusieurs auteurs. Une bonne concordance apparait en comparant les valeurs obtenues à partir de la loi de puissance avec celles obtenues expérimentalement.

5.4.2 Essai de chargement d'une semelle carrée renforcée – Fondation mixte

Dans cette partie de notre étude, des essais permettant de mettre en évidence l'effet du nombre de colonnes de renforcement sur le comportement de la semelle renforcée en termes de portance et de tassement sont présentés. En premier lieu, un essai de chargement d'une semelle renforcée par une seule colonne au centre est réalisé. Ensuite, le même essai est mené en renforçant la semelle avec 4 colonnes de soil mixing

Nous cherchons par ailleurs, à évaluer l'effet de la présence d'un horizon porteur sur le comportement de la semelle renforcée. Il s'agit donc d'un massif de sable hétérogène, dont la partie supérieure dans laquelle se trouvent les colonnes de soil mixing est formée du sable lâche. La partie inférieure du massif est formée du sable dense, est dans laquelle les pointes de colonnes de renforcement sont encastrées.

5.4.2.1 Semelle renforcée par une colonne

Ici, on renforce une semelle carrée de 350 X 350 mm² avec une seule colonne de soil mixing au centre. A 7 jours, la semelle est chargée en déplacement imposé. La Figure 103 montre l'évolution de la charge appliquée sur la semelle ainsi que l'évolution de la charge enregistrée en tête de la colonne de renforcement en fonction du déplacement imposé du vérin. La valeur mesurée de la capacité portante de la semelle s'élève à 6.38 kN, alors que celle de la semelle non renforcée est de l'ordre de 4.96 kN. Il est donc observé une augmentation de la capacité portante de 28 %.

La Figure 104 présente la contribution de la colonne de soil mixing dans la reprise des efforts appliqués sur la semelle. Au début du chargement, cette contribution s'élève à 55%. Cette valeur diminue rapidement jusqu'à 24% après 1.6 mm de déplacement imposé pour se stabiliser à 20%. Dans le cas des essais réalisés précédemment sur les semelles rectangulaires, la taille de la tête de la colonne (71 cm²) constitue 14% de surface de la semelle (taux de recouvrement). En augmentant la surface de la semelle, ce taux diminue pour passer de 14% à 6%. Ce changement devient alors l'origine de la diminution de la contribution de la colonne de renforcement dans la reprise des efforts appliqués sur la semelle. Dans le cas de la semelle rectangulaire se trouvant sur du sable lâche renforcé par une seule colonne au centre et chargée à 7 jours, la contribution de la colonne s'élèvent à 50%. En diminuant le taux de recouvrement (semelle carrée 2.5 fois plus grande), cette contribution passe à 20%.

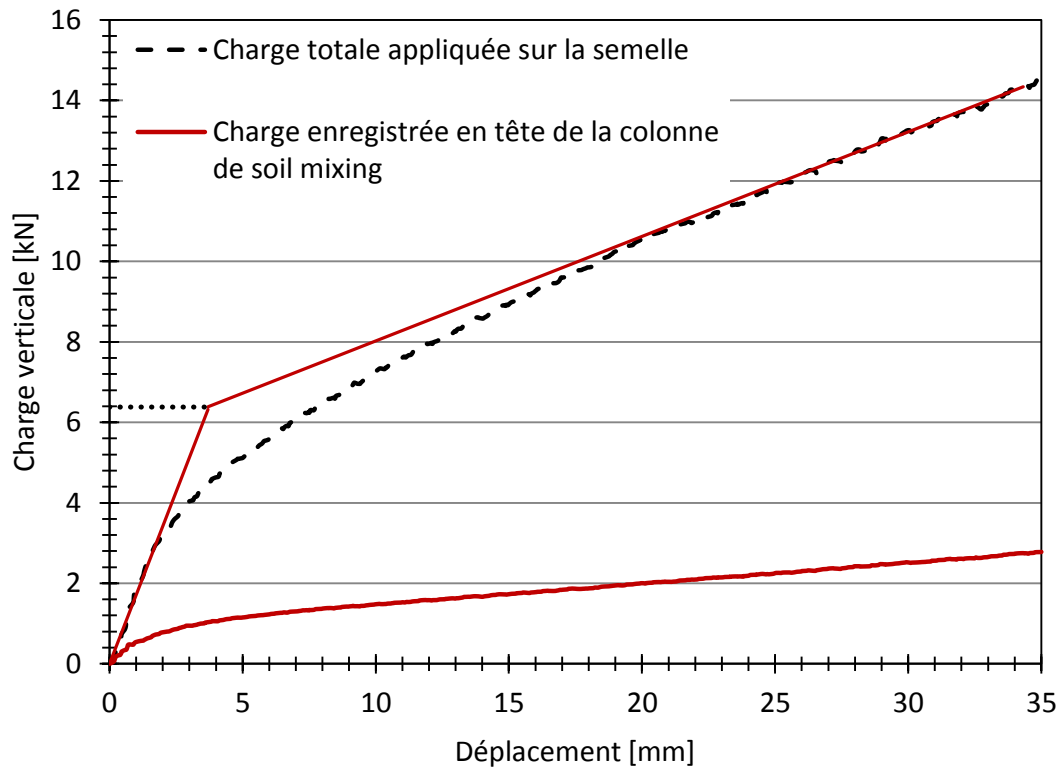


Figure 103 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête de la colonne (7 jours, $D_r=24\%$)

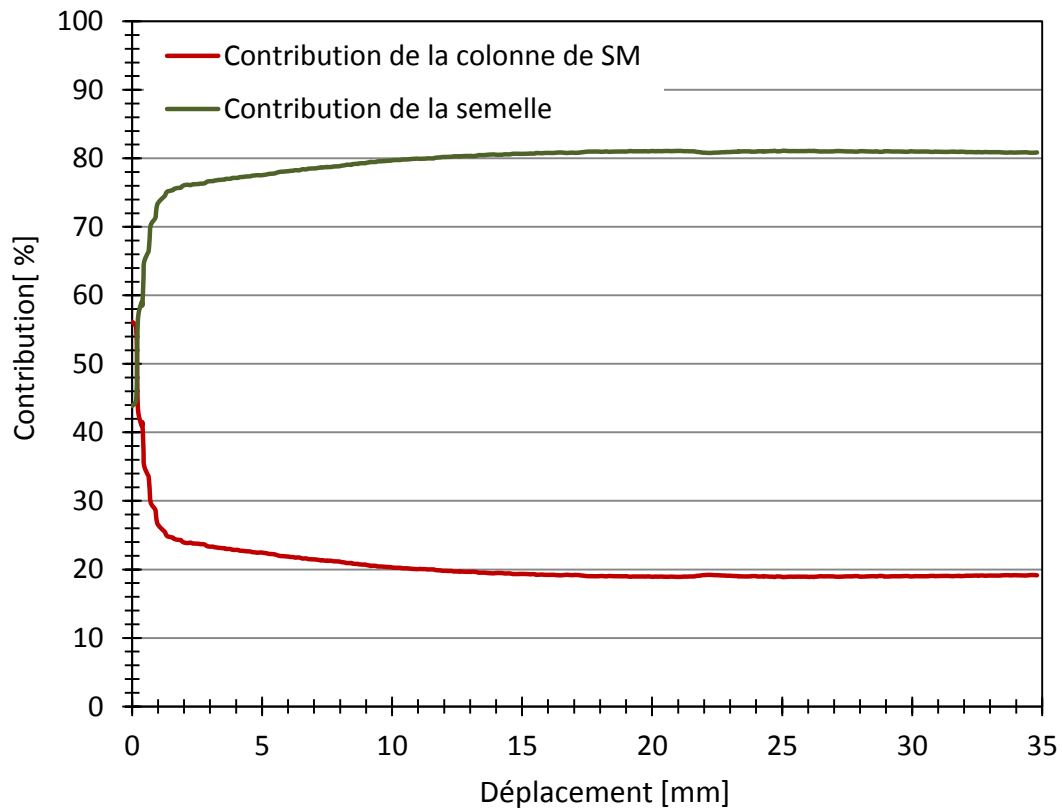


Figure 104 Contribution de la colonne de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (7 jours, $D_r=24\%$)

5.4.2.2 Semelle renforcée par quatre colonnes de soil mixing.

La configuration d'une semelle renforcée par quatre colonnes de soil mixing est traitée ici dans le but de mettre en évidence l'influence du nombre de colonne sur le comportement de la semelle. En augmentant le nombre de colonne, on augmente le taux de recouvrement qui passe de 6% à 23%. Le massif de sol est constitué de sable d'Hostun dans un état lâche et homogène. La Figure 105 présente la disposition des colonnes de renforcement sous la semelle. L'entre axe des colonnes est de 21 cm, ce qui représente trois fois leur diamètre. La distance entre le centre d'une colonne et le bord de la semelle est équivalente au diamètre de la colonne de renforcement, soit 7 cm.

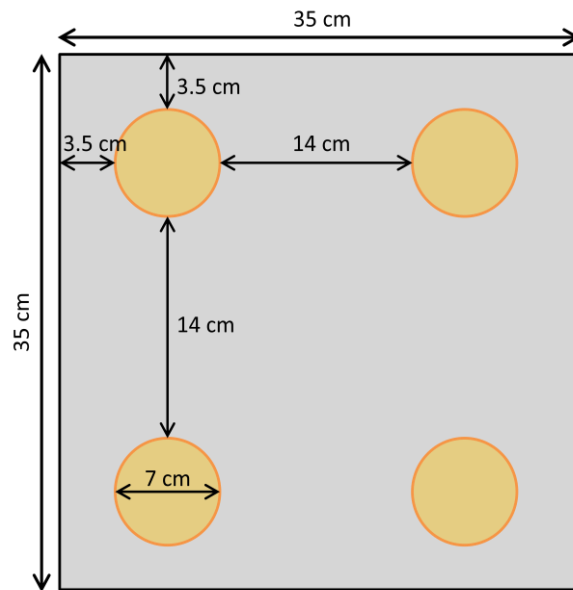


Figure 105 : Schémas de la disposition des colonnes de renforcement sous la semelle. Entraxe de 21cm, distance de 7 cm entre le centre de la colonne et le bord de la semelle

La Figure 106 présente une vue 3D du modèle physique du renforcement de la semelle carrée par 4 colonnes de soil mixing. Aux angles des semelles, trois capteurs de déplacement sont disposés pour permettre de suivre d'éventuelle rotation de la semelle. Les quatre colonnes sont équipées par des capteurs de force en tête de 20 kN de capacité chacun. Vu que l'on a augmenté la surface de la semelle nous avons vérifié la présence de l'effet de bord. Pour cela, une plaque en PVC rigide a été collée sur l'une des faces intérieures verticales de la cuve. Au dessous de cette plaque, 4 capteurs de pression ont été installés dans le but d'enregistrer la charge horizontale qui se reporte sur le bord de la cuve lors d'un essai de chargement. Les résultats montrent une absence de cet effet, avec une pression sur les bords qui augmente très lentement avec l'augmentation du déplacement imposé du vérin. Elle ne dépasse pas les 5 kPa après 35 mm d'enfoncement.

La Figure 107 présente l'évolution de la charge appliquée sur la semelle ainsi que la charge totale enregistrée en tête des 4 colonnes de renforcement. En termes de capacité portante, on trouve qu'elle s'élève à 13.81 kN alors qu'elle était de l'ordre de 6.38 kN dans le cas d'une semelle renforcée par une seule colonne au centre. L'augmentation de la capacité portante est de 116% par rapport à la semelle renforcée par une seule colonne, et elle est de 178% par rapport à la semelle non renforcée.

L'augmentation du nombre de colonnes de renforcement a permis de prolonger aussi la partie linéaire du début de la courbe de chargement ainsi que d'augmenter sa pente. Le comportement de la semelle, qui supporte des charges plus élevées et présente des tassements associés moins importants est donc substantiellement amélioré.

La Figure 108 présente la contribution des 4 colonnes de renforcement dans la reprise des efforts appliqués sur la semelle. Au contact, leurs contribution s'élève à 70%. Cette valeur diminue avec l'augmentation du déplacement imposé du vérin. A 9 mm de déplacement, les contributions du sol et des colonnes sont égales. La contribution des colonnes de renforcement continue à décroître pour atteindre 42% à 35 mm de déplacement. Cette forte décroissance de la contribution des colonnes est strictement liée au fait que les pointes des colonnes se trouvent dans un sol lâche ce qui ne favorise pas la mobilisation d'une résistance en pointe élevée.

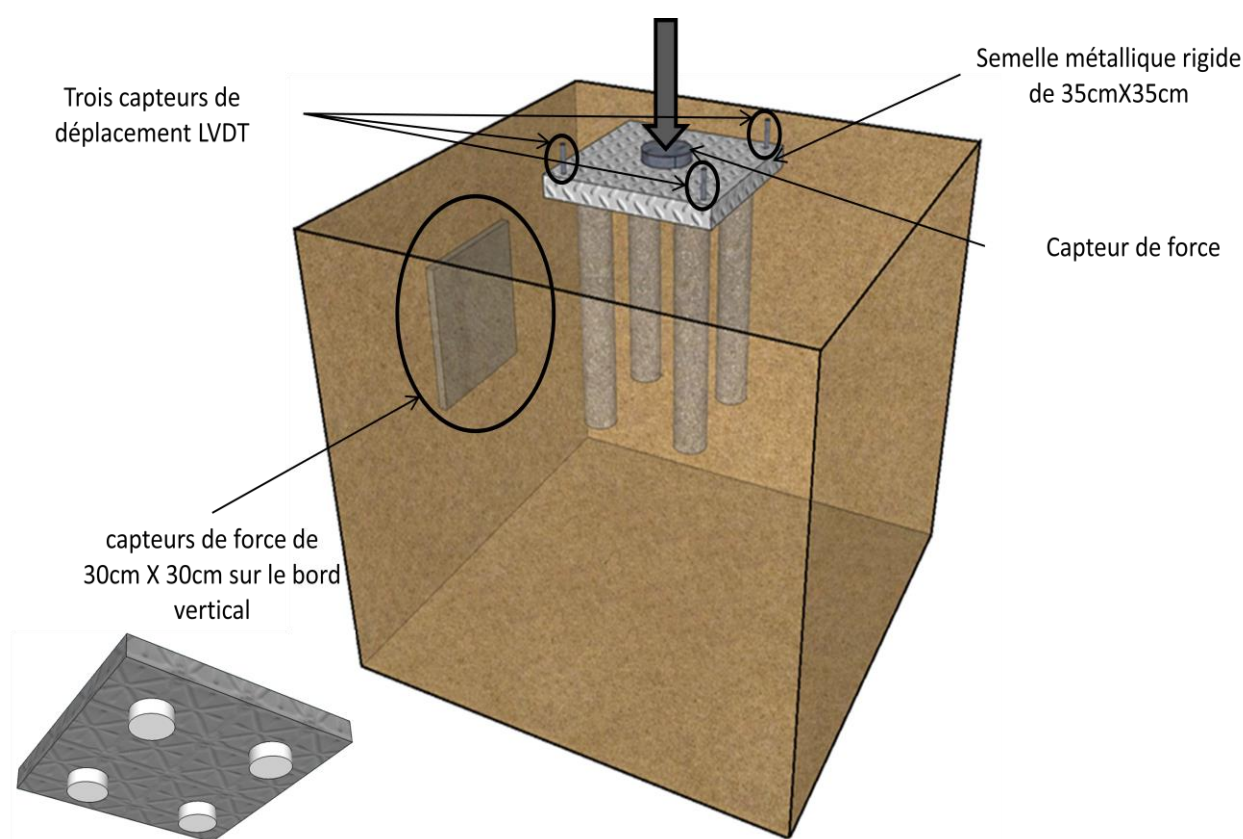


Figure 106 : Vu 3D du modèle physique et de son instrumentation

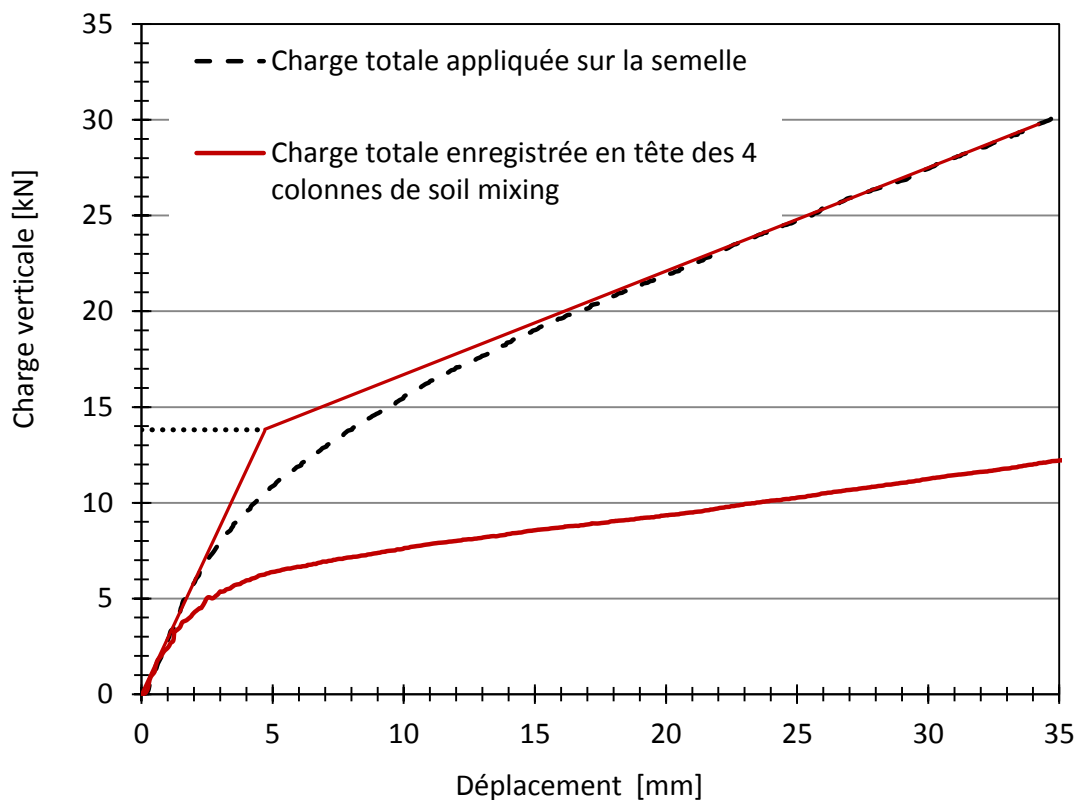


Figure 107 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête des 4 colonnes (7 jours, $D_r=24\%$)

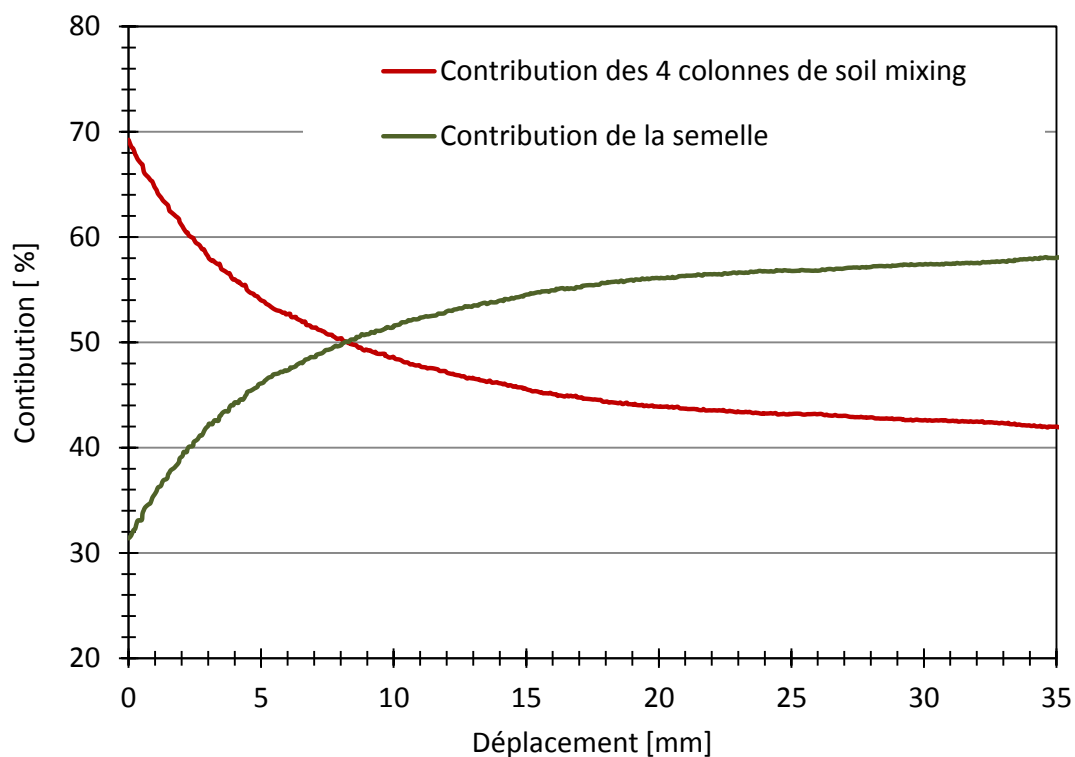


Figure 108 : Contribution des 4 colonnes de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (7 jours, $D_r=24\%$)

5.4.2.3 Essai de chargement d'une semelle renforcée par quatre colonnes encastrées dans un horizon porteur

Dans le but d'optimiser le rendement des colonnes de renforcement et d'augmenter leurs contribution dans l'augmentation de la portance de la semelle et la réduction des tassements, un nouveau modèle de renforcement est conçu. Il s'agit de créer un massif de sable d'Hostun hétérogène formé de sable d'Hostun ayant différentes densités :

- Un horizon porteur formé du sable d'Hostun dense ($\gamma_D = 15.00 \text{ kN/m}^3 - Dr = 68\%$) sur une hauteur de 50 cm.
- Un sol d'assise formé du sable d'Hostun dans son état lâche ($\gamma_D = 13.80 \text{ kN/m}^3 - Dr = 24\%$) qui surmonte l'horizon porteur sur une hauteur de 40 cm.

Les colonnes de renforcement seront installées dans le sable lâche, alors que leurs pointes seront encastrées sur 5 cm dans l'horizon porteur (Figure 109).

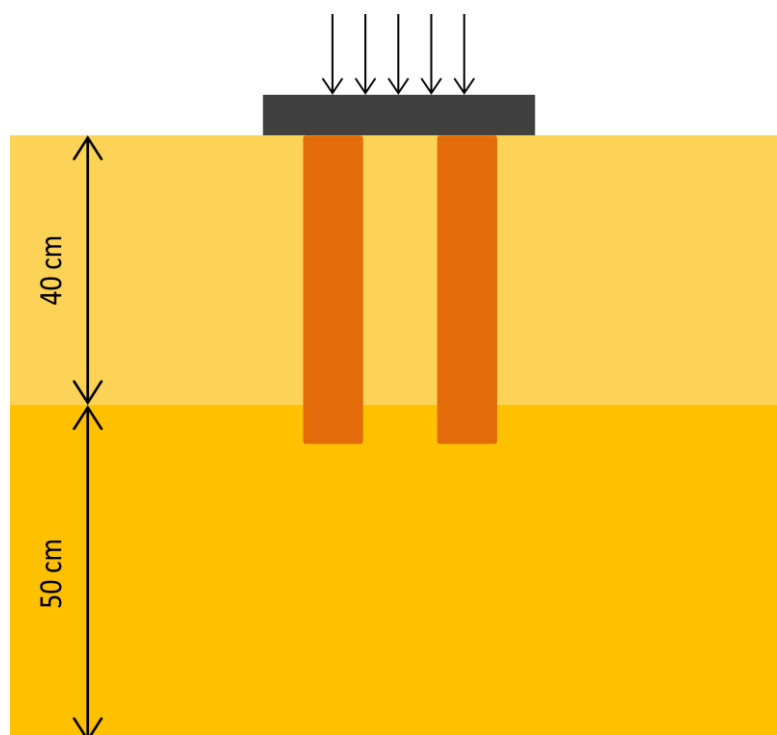


Figure 109 : Modèle de renforcement de la semelle carrée renforcée par 4 colonnes – Pointes encastrées dans un horizon porteur (5cm)

La Figure 110 présente l'emplacement et les numéros des capteurs de forces installés en tête des colonnes de renforcement ainsi que ceux des capteurs de déplacement LVDT. La présence de trois capteurs de déplacement permet de déterminer tout éventuel plan de rotation de la semelle durant l'essai de chargement.

La Figure 111 présente la variation de la charge totale appliquée sur la semelle ainsi que la variation de la charge en tête des 4 colonnes en fonction du déplacement imposé du vérin. Une augmentation substantielle de la capacité portante est observée. Les essais précédents réalisés sur une semelle carrée ont révélés des capacités portantes de 4.96 kN, 6.38 kN et 13.81 kN, pour une semelle non renforcée, une semelle renforcée par une colonne et une semelle renforcée par 4 colonnes, respectivement. Dans le cas où les pointes des colonnes de renforcement sont encastrées dans un horizon porteur, on

observe une augmentation rapide de la capacité portante qui atteint 24.5 kN. Cela met en évidence l'apport considérable que ce type de renforcement qui confère au système de fondation mixte.

La Figure 112 présente la contribution des colonnes de renforcement dans la reprise des efforts appliqués sur la semelle. On trouve que cette contribution est de 70% au début du chargement, puis elle s'élève jusqu'à 79% après 4 mm de déplacement imposé. A partir de 4 mm, cette contribution diminue au fur et à mesure que le déplacement imposé augmente jusqu'à ce qu'elle atteigne un plateau à 69%.

Au début du chargement, les pointes des colonnes de soil mixing poinçonnent le sable dense alors que la semelle est en contact avec un sol lâche et compressible. Cela explique l'augmentation de la contribution des colonnes au début du chargement. Le cisaillement du sol sous les pointes est alors à l'origine de la légère diminution de leur contribution après les premier 4 mm de déplacement vertical de la semelle.

La courbe de chargement présente une chute brusque de la capacité portante aux alentours de 26 mm de déplacement imposé. Il s'agit d'une rupture dans les colonnes de renforcement. La Figure 113 présente l'évolution des charges enregistrées en tête des colonnes de renforcement. Les capteurs de force 1 et 2 enregistrent une chute vers 26 mm de déplacement et pour une charge de 6.45 kN. En termes de contrainte, cette valeur correspond à 1.61 MPa, ce qui correspond à la contrainte de rupture de notre matériau de soil mixing. Ensuite, et les têtes des colonnes 3 et 4 se rompent aussi pour une charge légèrement supérieur et qui correspond à 1.82 MPa.

La Figure 114 nous montre l'évolution du déplacement enregistré par chacun des capteurs LVDT. Suite à la rupture des colonnes 1 et 2, les déplacements enregistrés par les deux capteurs LVDT 1 et 2 présentent une augmentation rapide.

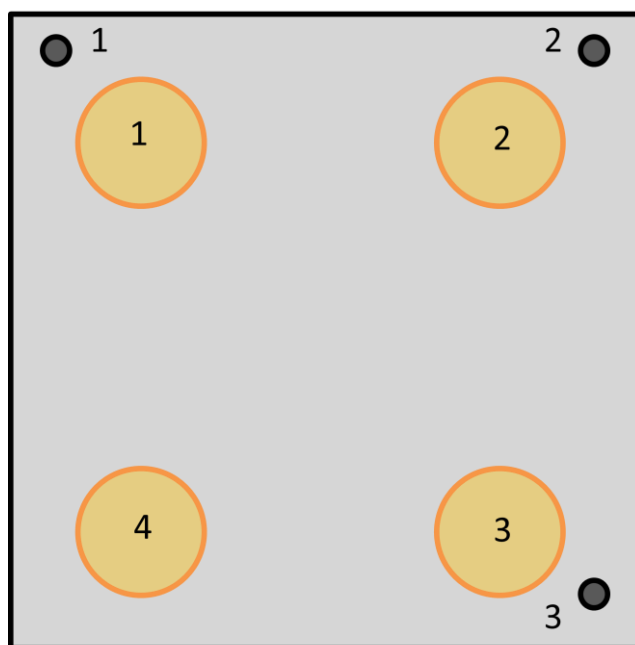


Figure 110 : Numéros et emplacements des capteurs de force et de déplacement utilisés lors de l'essai de chargement

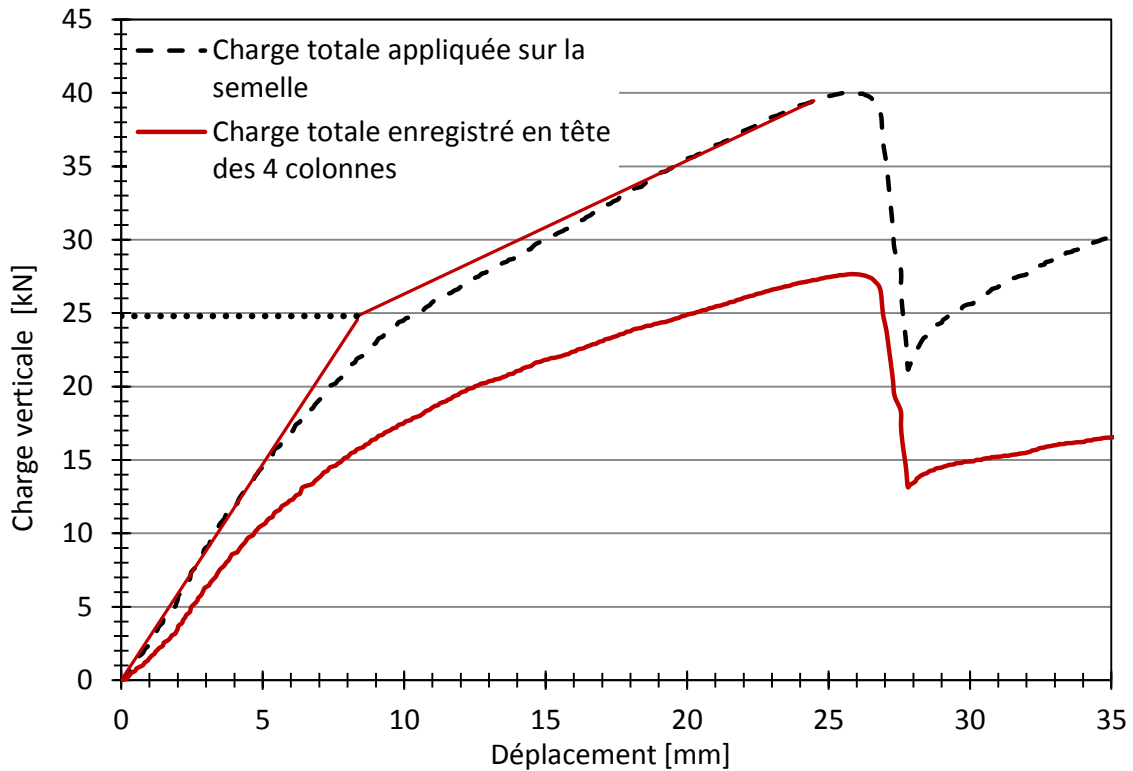


Figure 111 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête des 4 colonnes (7 jours)

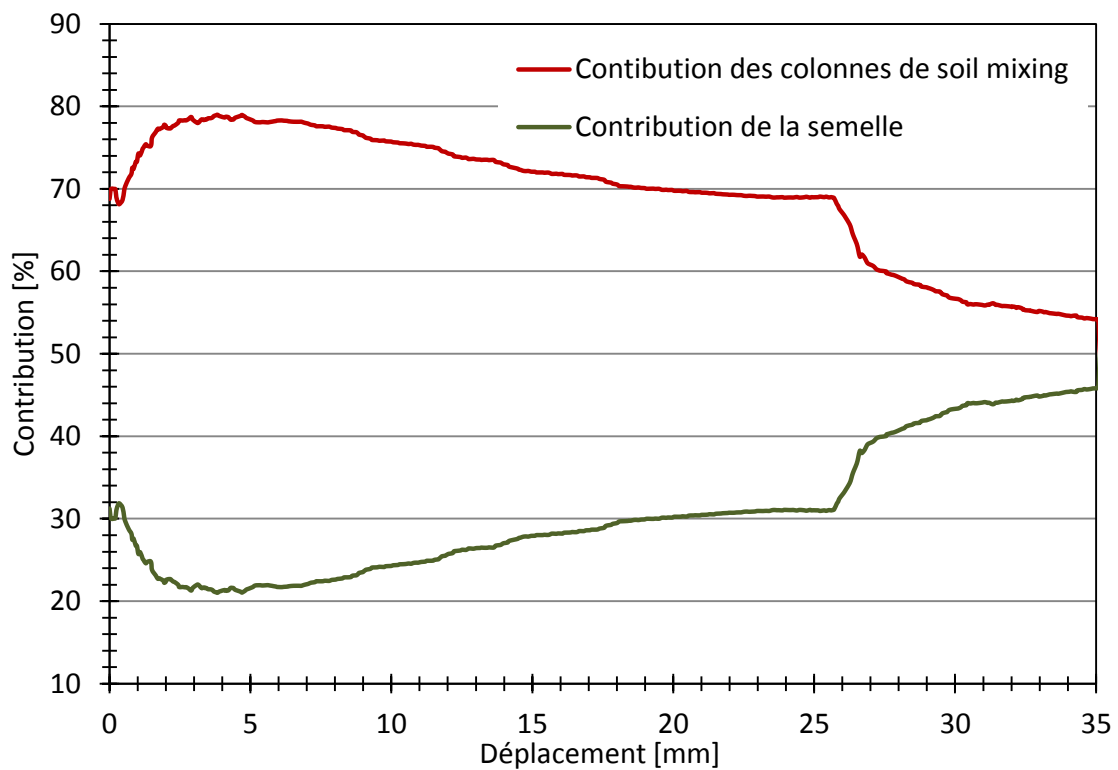


Figure 112 : Contribution de la colonne de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (7 jours)

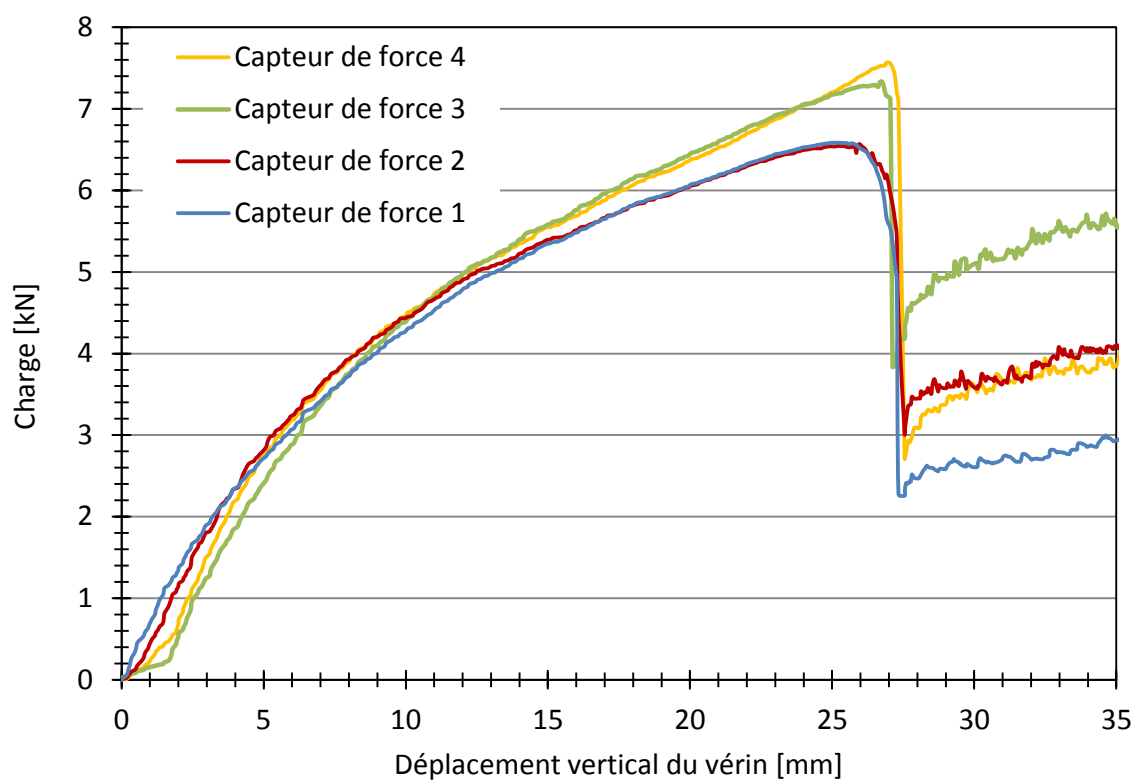


Figure 113 : évolution des charges enregistrées en tête des 4 colonnes de renforcement en fonction du déplacement du vérin (7 jours)

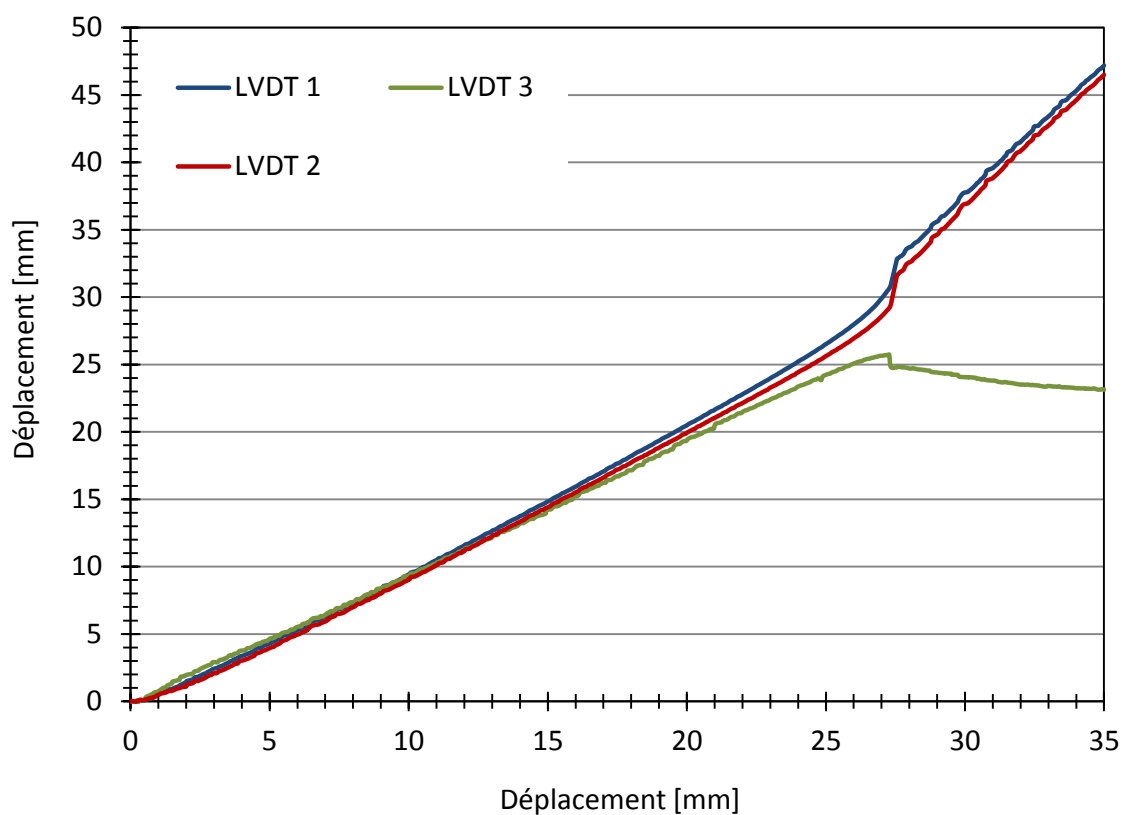


Figure 114 : évolution des déplacements enregistrés par les capteurs LVDT en fonction du déplacement imposé du vérin (7 jours)

5.4.3 Essai de chargement d'une semelle renforcée par quatre colonnes – Inclusions rigides

Dans cette partie de notre étude, on s'intéresse au renforcement de la semelle par des colonnes de soil mixing avec la présence d'un matelas granulaire. Il s'agit donc d'un renforcement type inclusions rigides. En ce qui concerne le matelas granulaire, le sol utilisé est le sable d'Hostun HN 1/2.5 qui est un sable siliceux grossier ayant un D_{50} de 1.7 mm (Figure 115). En comparaison avec le sable d'Hostun HN31 utilisé comme sol d'assise, il est 5 fois plus grossier. Le but du choix de ce type de sable grossier est de s'approcher du modèle de renforcement des voies ferroviaire où le ballast possède une granulométrie largement supérieure au sol sur place

La Figure 116 présente l'instrumentation du modèle physique de renforcement. Les mêmes capteurs utilisés dans les essais de chargement de la semelle renforcée type fondation mixte sont présents dans cet essai. En outre, on a ajouté 4 capteurs de pression de sol collés au fond de la semelle dans différents emplacements : deux au dessus des têtes de deux colonnes, un au centre de la semelle et un à mi-distance entre deux colonnes.

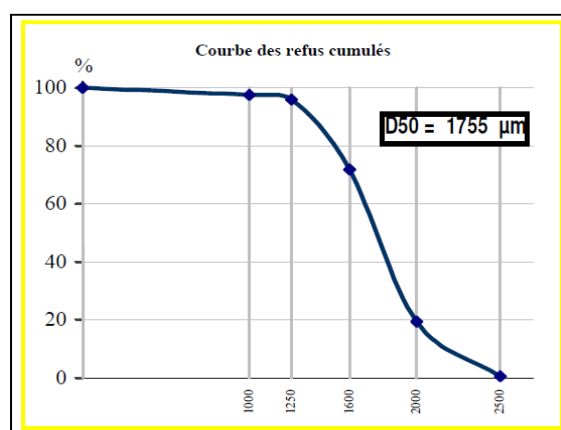


Figure 115 : courbe granulométrique du sable d'Hostun HN 1/2.5 (Sibelco)

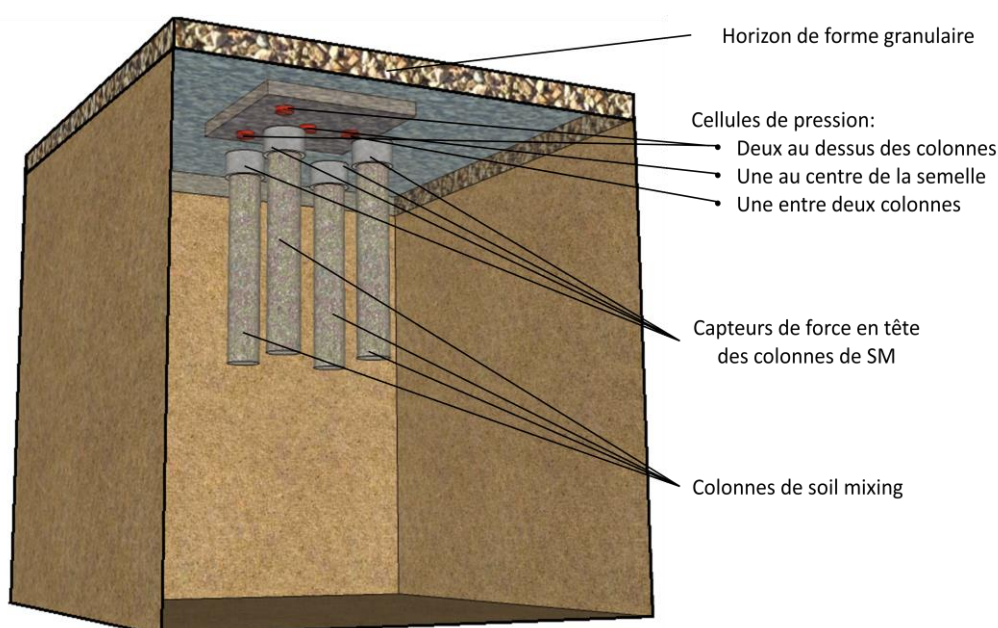


Figure 116 : instrumentation du modèle physique du renforcement type inclusions rigides

5.4.3.1 Renforcement type inclusions rigides – Matelas de 5 cm d'épaisseur

Dans cette partie on réalise l'essai de chargement en présence d'un matelas granulaire de 5 cm qui sépare les têtes des inclusions de la semelle. L'essai est réalisé à 7 jours, et le massif de sable est dans un état lâche ($D_r=24\%$). La capacité portante de la semelle s'élève à 7.10 kN (Figure 117). La courbe de chargement présente une forte augmentation de la capacité portante au début du chargement qui s'adoucit ensuite pour prendre une tendance linéaire de faible pente.

La Figure 118 présente l'évolution des charges enregistrées en têtes des colonnes de renforcement. Les courbes montrent une répartition équilibrée des charges sur les 4 colonnes ; Cela constitue un résultat satisfaisant compte tenu que la présence d'un matelas entre les colonnes et la semelle augmente le risque d'imperfections dans la préparation de l'essai.

La Figure 119 présente la contribution du sol et des colonnes de renforcement dans la reprise des efforts appliqués sur la semelle. La contribution des colonnes est de l'ordre de 45% au début du chargement. Cette contribution augmente jusqu'à 49% puis commence à décroître à partir de 4.8 mm de déplacement imposé. Cette contribution atteint 36% après 35 mm de déplacement

La Figure 120 montre l'évolution des contraintes enregistrées par les cellules de pression installées sur la semelle à des endroits différents. On peut remarquer que la contrainte la plus élevée se trouve au dessus des colonnes de renforcement. Cela est dû à la concentration de charge dans cette zone, causée par la présence des éléments rigides. La contrainte la plus faible est enregistrée par le capteur de pression installée à mi-distance entre deux colonnes.

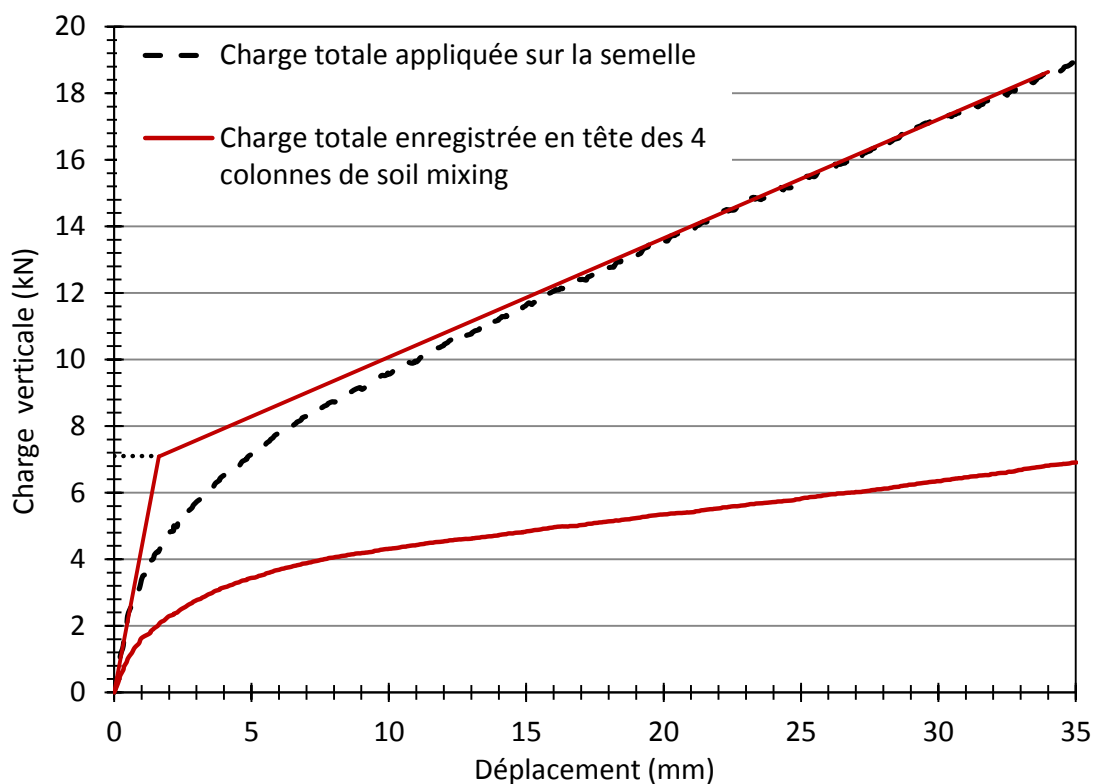


Figure 117 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête des 4 colonnes (7 jours, $D_r=24\%$, matelas de 5 cm)

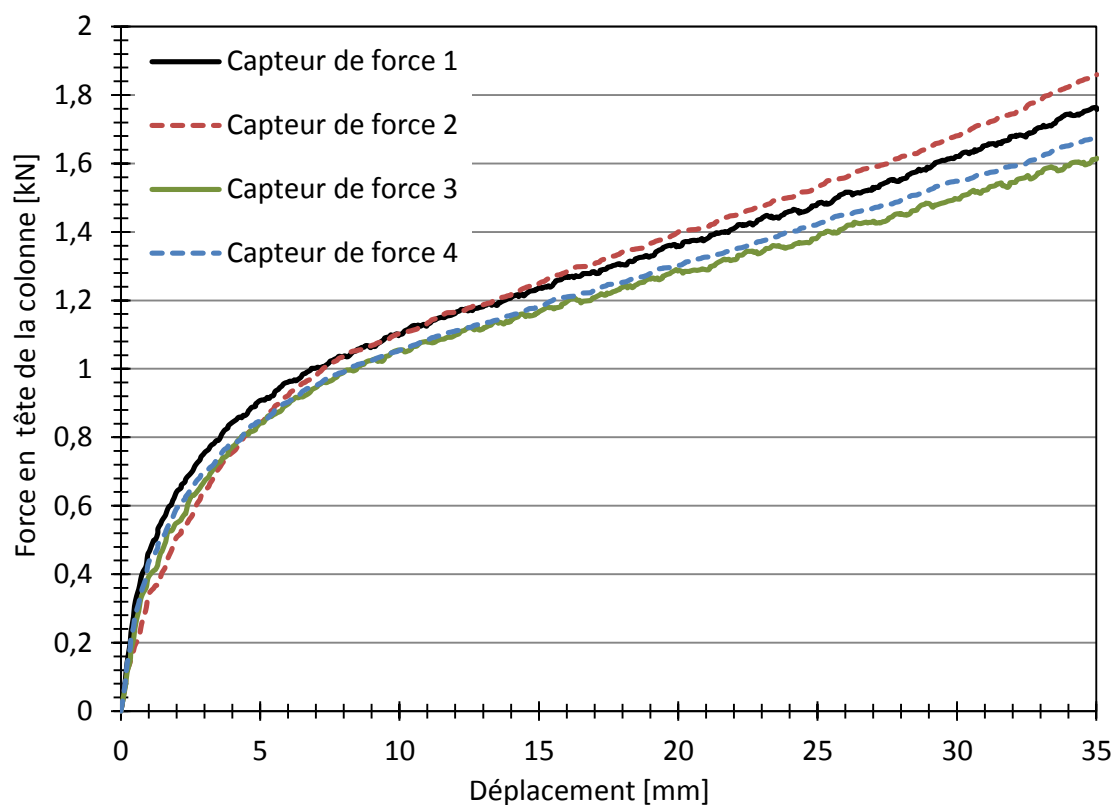


Figure 118 : évolution de la charge enregistrée en tête des colonnes de renforcement (7 jours, $D_r=24\%$, matelas de 5 cm)

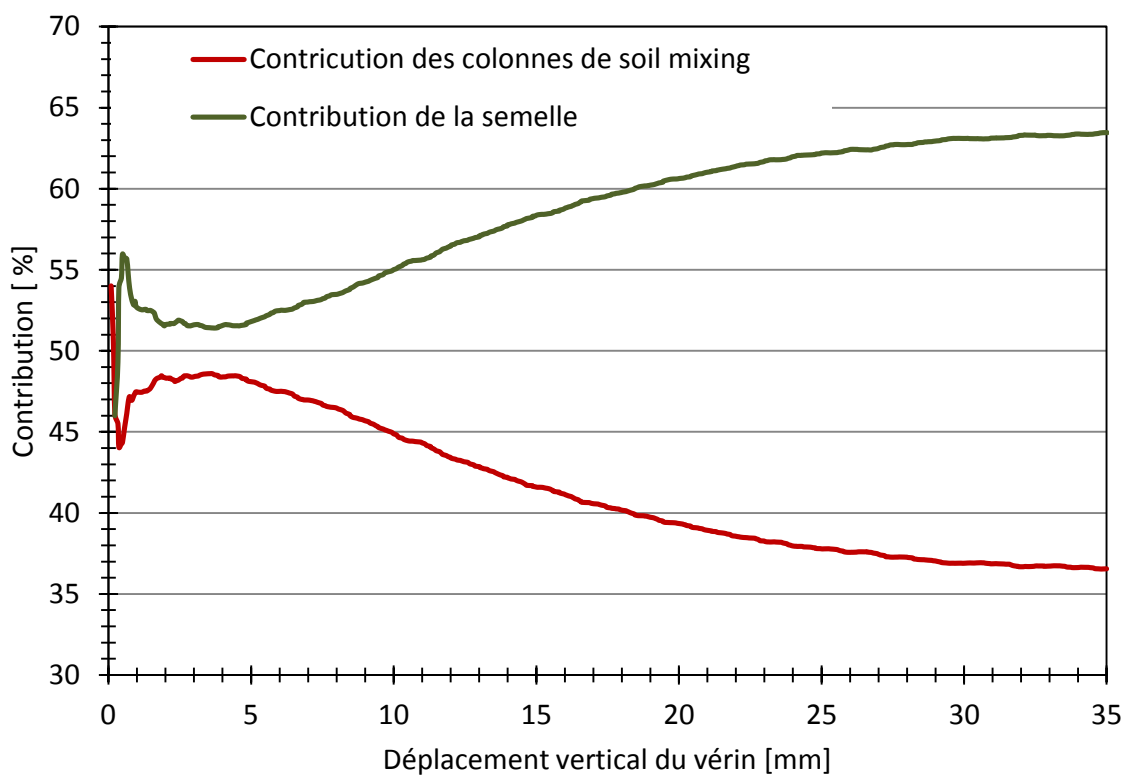


Figure 119 : Contribution des 4 colonnes de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (7 jours, $D_r=24\%$, matelas de 5 cm)

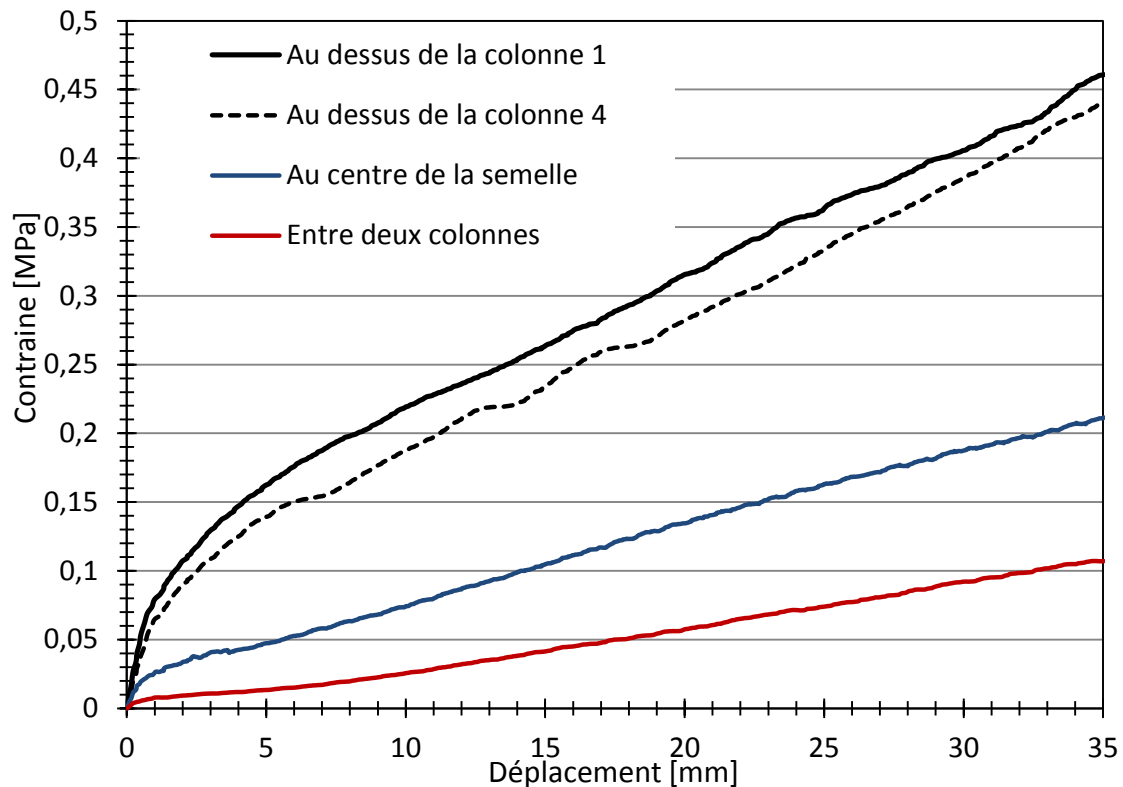


Figure 120 : Evolution des pressions enregistrées à différents endroits sous la semelle (7 jours, $D_r=24\%$, matelas de 5 cm)

5.4.3.2 Renforcement type inclusions rigides – Matelas de 9 cm d'épaisseur

Dans cette partie de notre étude, on modifie l'épaisseur du matelas granulaire, qui passe de 5 cm à 9 cm. Le but est alors de voir l'effet de ce changement sur le comportement de la semelle renforcée, l'évolution de la capacité portante, ainsi que l'évolution de la contribution des colonnes de renforcement dans la reprise des efforts appliqués sur la semelle.

La Figure 121 présente l'évolution de la charge au niveau de la semelle ainsi que la charge enregistrée au niveau de la tête des colonnes en fonction du déplacement imposé du vérin. Alors que dans le cas d'un matelas de 5 cm d'épaisseur la capacité portante s'élève à 7.10kN, cette valeur passe à 5.60 kN pour l'épaisseur de matelas de 9 cm. Même s'il apparaît une forte diminution de la capacité portante, cette dernière reste supérieure de 12% à celle d'une semelle non renforcée.

En termes de contribution des colonnes de renforcement, ces dernières reprennent 43% de l'effort appliqué sur la semelle (Figure 122). Cette valeur augmente avec l'augmentation du déplacement imposé jusqu'à ce que la charge totale appliqué soit répartie équitablement entre le sol et les colonnes (entre 4 et 11 mm de déplacement imposé). Ensuite, c'est le sol qui se mobilise le plus ; sa contribution atteints 56% à 35 mm de déplacement imposé. La Figure 123 présente une grande similarité dans l'évolution de la charge en tête de chacune des colonnes ce qui montre la bonne mise en place du modèle physique.

En augmentant l'épaisseur du matelas granulaire, on trouve que la contribution de la semelle diminue, alors que la contribution des colonnes de renforcement devient plus prononcée.

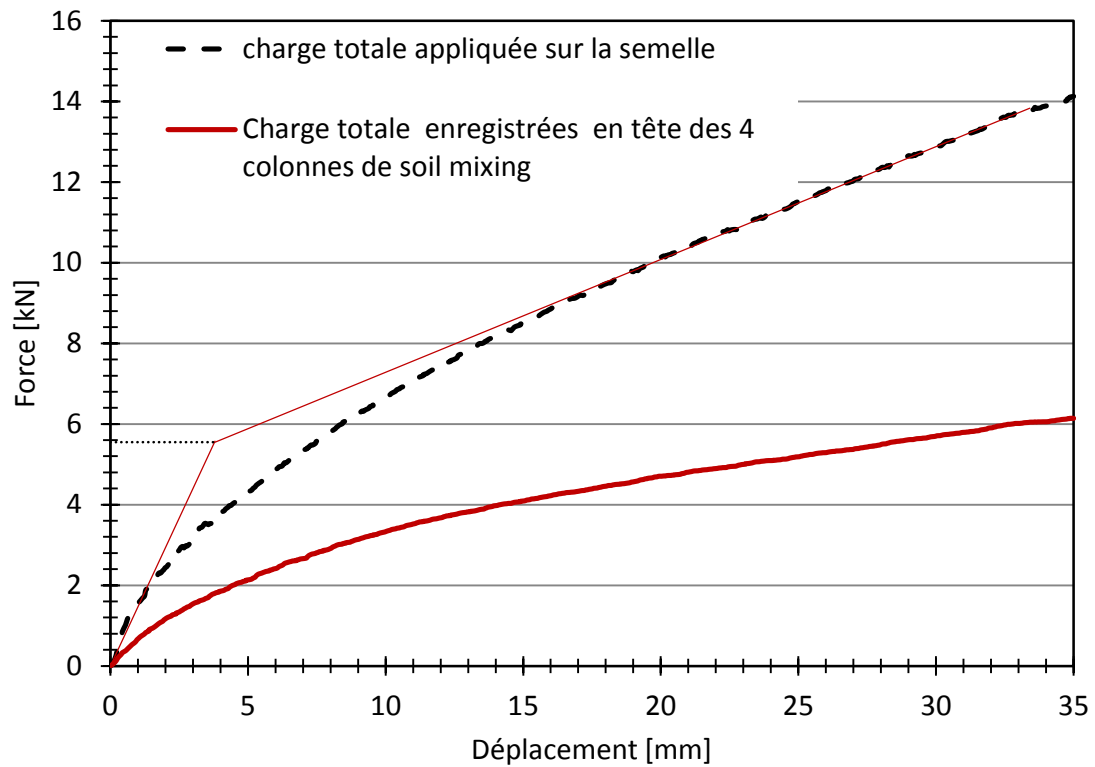


Figure 121 : Charge en fonction de l'enfoncement: force totale et force en tête des 4 colonnes (7 jours, $D_r=24\%$, matelas de 9 cm)

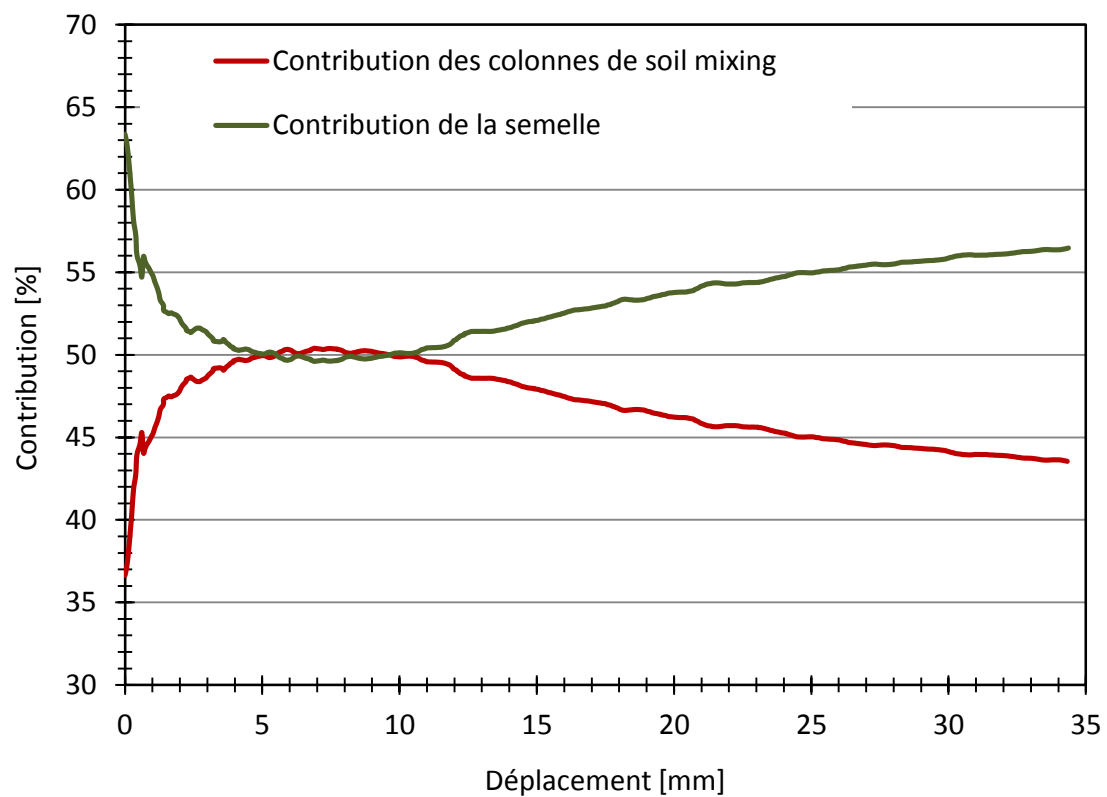


Figure 122 : Contribution des 4 colonnes de soil mixing et du sol dans la reprise de l'effort appliqué sur la semelle (7 jours, $D_r=24\%$, matelas de 9 cm)

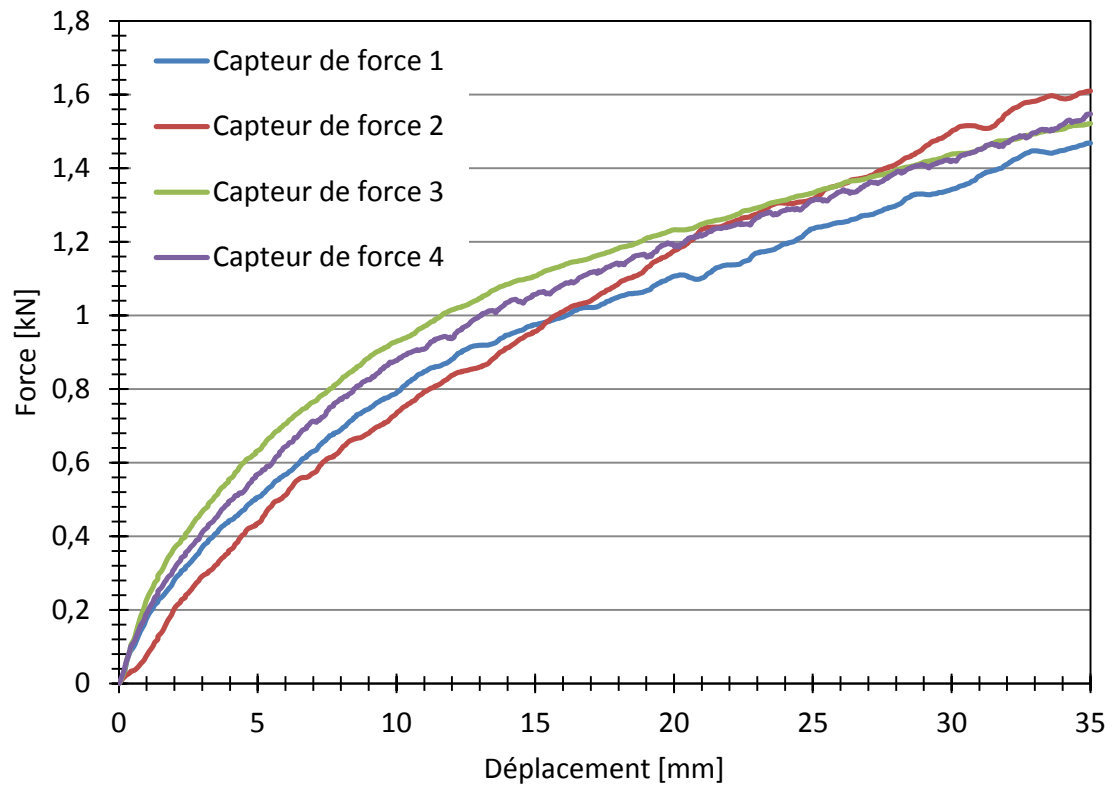


Figure 123 : évolution de la charge enregistrée en tête des colonnes de renforcement (7 jours, $D_r=24\%$, matelas de 9 cm)

5.4.3.3 Confrontation avec les méthodes analytiques

Nombreux sont les auteurs qui ont étudié (Figure 124) le mécanisme de transfert de charge à travers un matelas granulaire. Il s'agit donc de prédire la part de la charge transmise aux inclusions et de prendre en considération les mécanismes qui se développent au sein du matelas granulaire. Ces méthodes analytiques sont basées sur différents concepts et théories tels que celui du frottement négatif, les modèles analytiques de voûte, la théorie de Terzaghi (1943) et le concept de Marston (1913).

Dans ses travaux de thèse, Dinh (2010) présente un schéma qui synthétise les principales approches analytiques proposées par différents auteurs (Figure 124).

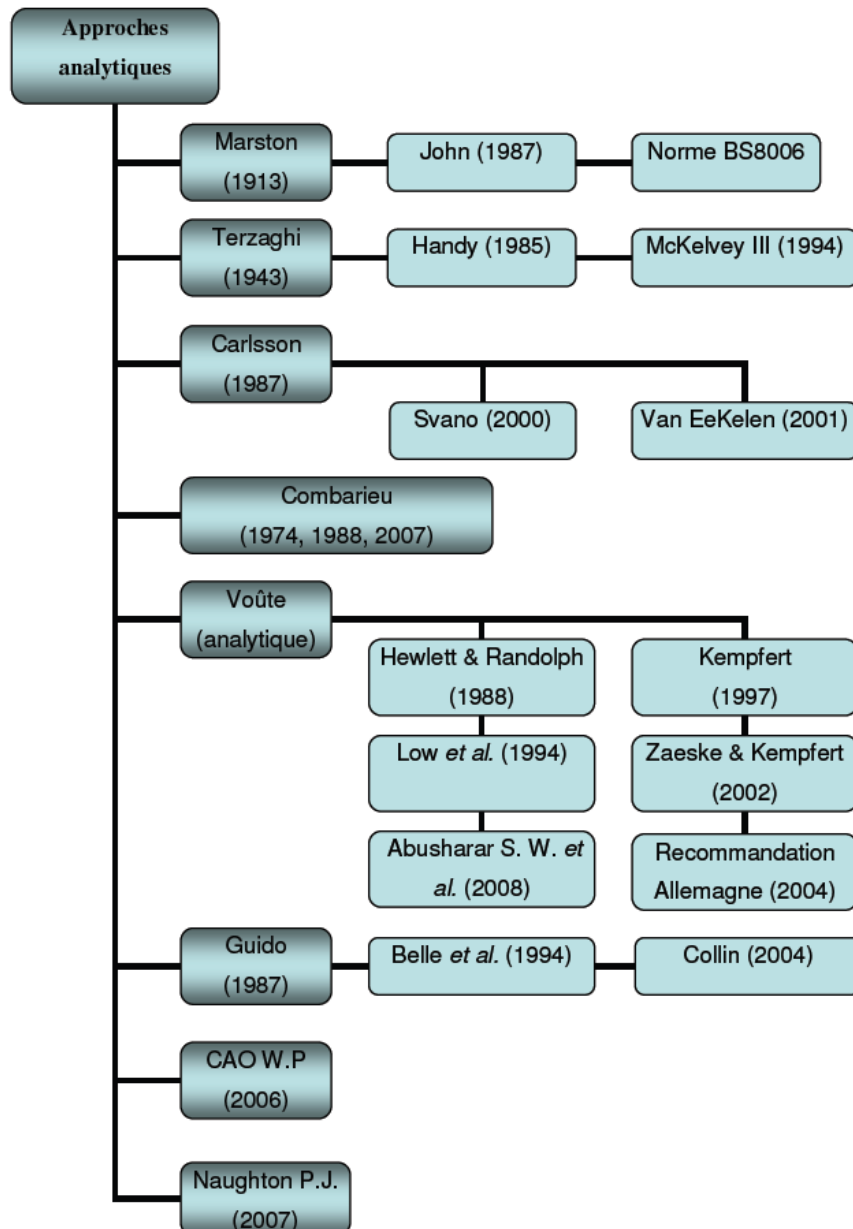


Figure 124 : Synthèse des principales approches analytiques (Dinh, 2010)

5.4.3.3.1 Approche de Carlsson – Svano

L'approche de Carlsson (1987) partage le matelas granulaire en deux zones différentes: la première est formée d'un coin de sol de 30° d'angle au sommet se trouvant au dessus du sol compressible, alors que la deuxième zone se repose sur les colonnes de renforcement (Figure 125).

Carlsson (1987) définit une hauteur critique

$$H_c = 1.87(s - a) \quad \text{Equation 35}$$

s : entraxe des colonnes

a : diamètre de la tête des colonnes

Si l'épaisseur du matelas est supérieure à H_c , la surcharge appliquée alors sera transmise totalement vers les inclusions. De son côté Van Eekelen (2003) propose une extension de la méthode de Carlsson, qui permet de prendre en considération la partie de la surcharge appliquée sur le matelas et transmise au sol compressible lorsque l'épaisseur du matelas est inférieure à H_c .

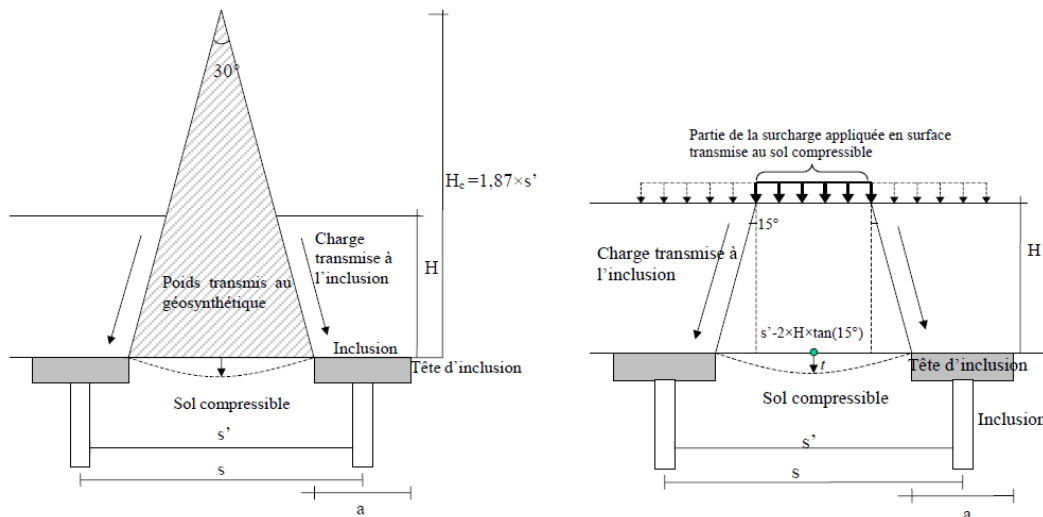


Figure 125 : Méthode de Carlsson (1987) à gauche – Extension de la méthode de Carlsson proposée par Van Eekelen (2003) à droite

Svano (2000) de son côté a modifié la méthode de Carlsson (1987) en changeant l'angle au sommet du coin de sol qui était fixé à 30°. Il propose alors une pente β qui varie entre 2.5 et 3.5 et qui est strictement liée aux caractéristiques mécaniques du sol (Van Eekelen 2003). Cette pente détermine alors la surface du matelas sur laquelle la charge de surface sera transmise directement vers l'inclusion rigide. Svano (2000) propose alors une amélioration de la méthode de Carlsson qui permet de calibrer la pente β en se basant sur l'angle de frottement du sol.

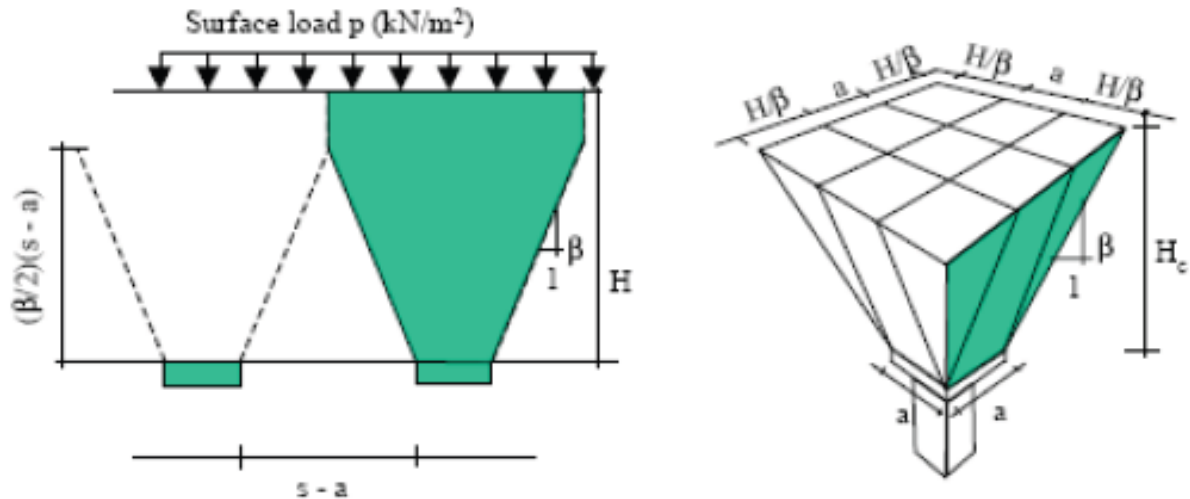


Figure 126 : Hypothèse de la méthode de Svano (2000)

En se référant à la méthode de Carlsson-Svano, nous avons confronté les résultats obtenus avec cette méthode analytique aux résultats expérimentaux de nos essais de chargement. Comme il a été présenté précédemment, les colonnes de renforcement sont de 45 cm de longueur et 7 cm de diamètre. Il s'agit du matériau de soil mixing sur une hauteur de 40 cm, surmonté d'un système de capteur de force de 9.5 cm de diamètre permettant de mesurer les efforts appliqués en tête de la colonne. Dans notre calcul, on a opté pour un angle de 30° ($\beta=3.7$) qui correspond à l'angle de frottement de notre sol dans l'état de compacité des essais de chargement. Le Tableau 27 présente les paramètres utilisés, avec a le diamètre de la tête de la colonne, S l'entre-axe entre deux colonnes, H_c la hauteur critique, H_M l'épaisseur du matelas et D le diamètre de la base du cône inversé.

H_M	a	S	β	D	H_c
5 cm	9.5 cm	21 cm	3.7	12.2 cm	21.5
9 cm	9.5 cm	21 cm	3.7	14.3 cm	21.5

Tableau 27 : Paramètres utilisés dans méthode de Carlsson (1987)

La Figure 128 présente la variation de la charge enregistrée en tête de la colonne de renforcement en fonction de la charge totale appliquée, comparée avec les résultats obtenus par la méthode de Carlsson-Svano. Cette dernière présente un bon moyen pour prédire la charge transmise aux colonnes. Pour un matelas de 9 cm d'épaisseur, l'écart entre le résultat de la méthode de Carlsson et celui de l'essai réel est très petit. En diminuant l'épaisseur du matelas, cet écart devient plus important mais la prédiction de la méthode de Carlsson reste raisonnable (Figure 128).

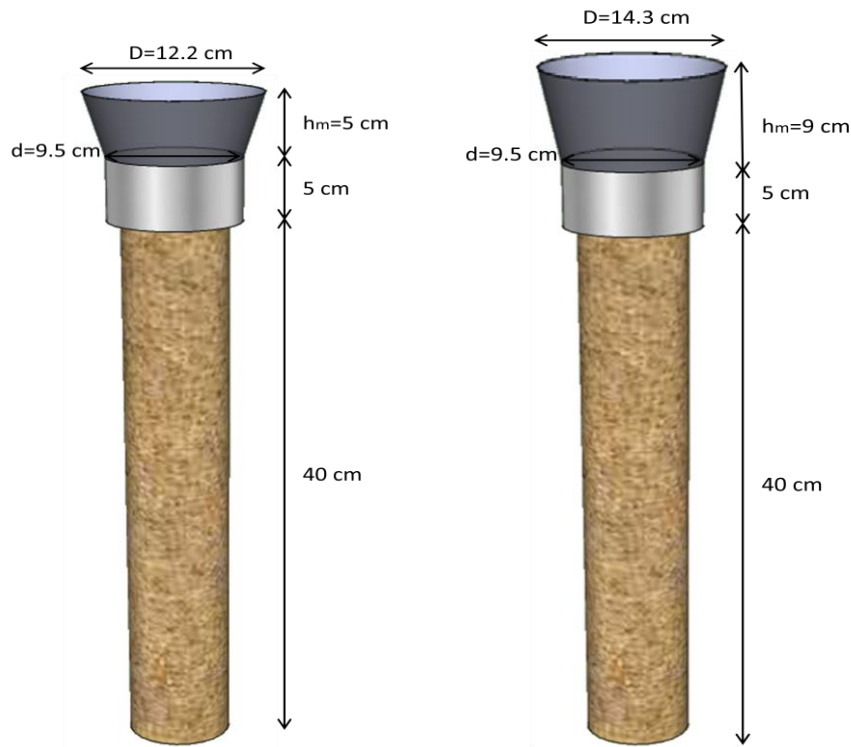


Figure 127 : Hypothèse de la méthode de Carlsson-Svano appliquée sur notre modèle de renforcement

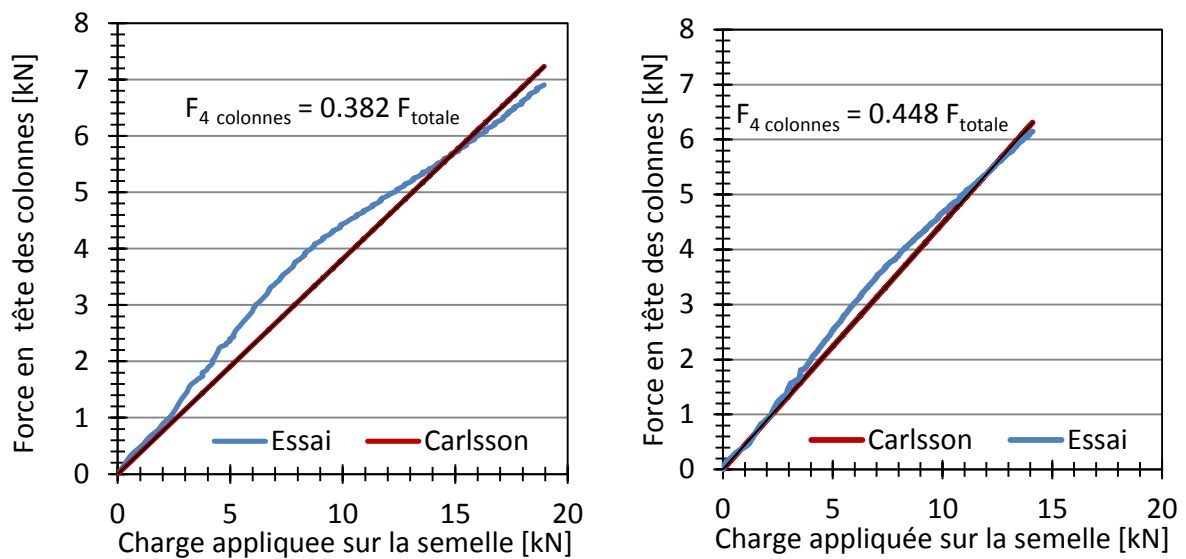


Figure 128 : Variation de la charge enregistrée en tête des colonnes de renforcement en fonction de la charge totale appliquée – A gauche $H_M = 5$ cm, à droite $H_M = 9$ cm

Cette méthode analytique nous permet alors de prédire la contribution des colonnes de renforcement dans la reprise des efforts appliqués sur la semelle. Deux équations ont été obtenues qui relient la charge reprise par les 4 colonnes à la charge totale appliquée :

$$F_{4 \text{ colonnes}} = 0.38 F_{\text{totale}} \quad (H_M = 5 \text{ cm}) \quad \text{Equation 36}$$

$$F_{4 \text{ colonnes}} = 0.45 F_{\text{totale}} \quad (H_M = 9 \text{ cm}) \quad \text{Equation 37}$$

5.4.3.3.2 Approche de voûte

Plusieurs auteurs ont proposé des approches analytiques basées sur le développement de l'effet de voûte dans le matelas granulaire (Helwett et Randolph (1988), Kempfert et al. (1999)). Ils modélisent alors le report des charges du matelas vers les têtes des inclusions par des dômes de formes différentes (Baudouin 2010). Cet effet se produit lorsqu'il y a un tassement différentiel dans le matelas granulaire. La présence des colonnes de renforcement sous le matelas granulaire implique une réduction des tassements du sol se trouvant au dessus des têtes des inclusions. Cependant la zone située entre les deux inclusions est formée d'un sol compressible, ce qui implique un tassement supérieur du sol du matelas granulaire dans cette zone.

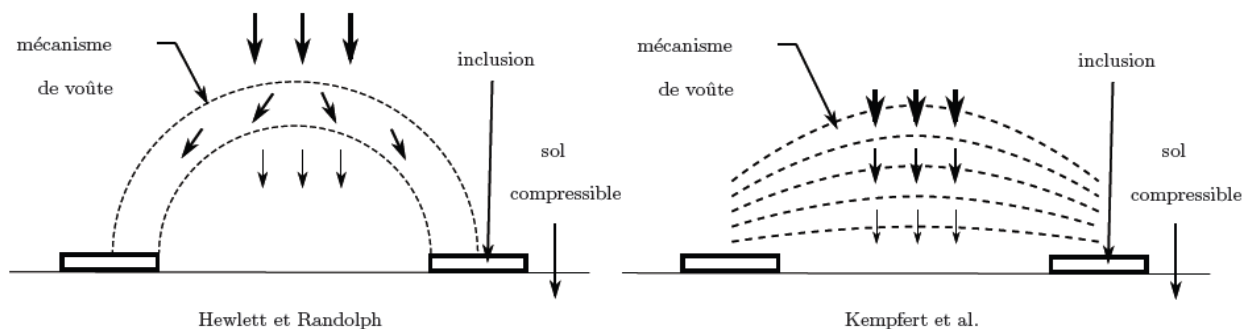


Figure 129 : Effet de voûte – approche de Helwett et Randolph (1988) et de Kempfert et al. (1999)

Helwett et Randolph (1988) propose une approche basée sur la formation de voûtes concentriques dans le matelas granulaire, permettant de transférer les charges vers les inclusions et ayant la forme des dômes hémisphériques. L'approche de Helwett et Randolph propose deux types de rupture dans le matelas granulaire qui dépendent strictement de son épaisseur :

- Zone critique se trouvant en clé de voûte – Faibles hauteurs du matelas granulaire

Dans ce cas, la contribution des colonnes de renforcement sera calculée par la formule suivante :

$$E = 1 - [1 - (a/s)^2] \cdot (A - A \cdot B + C) \quad \text{Equation 38}$$

Avec:

$$A = [1 - (a/s)]^{2 \cdot (K_p - 1)} \quad \text{Equation 39}$$

$$B = [s / (\sqrt{2} \cdot H_M)] \cdot [(2 \cdot K_p - 2) / (2 \cdot K_p - 3)] \quad \text{Equation 40}$$

$$C = [(s - a) / (\sqrt{2} \cdot H_M)] \cdot [(2 \cdot K_p - 2) / (2 \cdot K_p - 3)] \quad \text{Equation 41}$$

K_p est le coefficient de butée de Rankine :

$$K_p = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi) \quad \text{Equation 42}$$

H_M : l'épaisseur du matelas granulaire.

s : l'entre-axe entre les colonnes.

a : le diamètre des colonnes de renforcement.

ϕ : l'angle de frottement du matelas granulaire.

- Zone critique située vers la tête des inclusions (pied de voûte) – Hauteur du matelas plus important

$$E = \beta / (1 + \beta)$$

Equation 43

$$\beta = [2.K_p.s / ((K_p + 1).(s + a))] \cdot [(1 - a/s)^{-K_p} - (1 + a.K_p/s)]$$

Equation 44

En appliquant l'approche de Helwett et Randolph sur nos modèles de renforcement type inclusions rigides, on obtient des résultats qui varient très rapidement suivant le choix de l'emplacement de la zone critique (rupture en clé de voûte ou en pied de voûte). Le Tableau 28 présente une comparaison entre la contribution des colonnes de renforcement obtenue à partir de nos essais de chargement et celle obtenue à partir de l'approche analytique de Helwett et Randolph.

Pour un matelas granulaire de 9 cm d'épaisseur, l'approche de Helwett et Randolph sous estime largement la contribution des colonnes de renforcement lorsqu'on choisit l'emplacement de la rupture en clé de voûte. Cependant, cette approche donne un résultat satisfaisant lorsque le critère de rupture est en pied de voûte.

Pour un matelas granulaire de 5 cm d'épaisseur, le choix du critère de rupture en clé de voûte permet d'estimer la contribution des colonnes de renforcement à 51%, une valeur proche des résultats expérimentaux.

Le choix du critère de rupture en pied de voûte est strictement lié au matelas granulaires de grande épaisseur. Cependant, la formule proposée par Helwett et Randolph est indépendante de l'épaisseur du matelas (β indépendante de H_M). Cela explique alors la valeur de 53% identique pour les deux épaisseurs du matelas.

H_M	Contribution des colonnes de renforcement		
	Résultats expérimentaux	Helwett et Randolph rupture en clé de voûte	Helwett et Randolph rupture en pied de voûte
5 cm	48% - 37%	51%	57%
9 cm	51% - 44%	13%	57%

Tableau 28 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats obtenus à partir de l'approche de Helwett et Randolph

Kempfert et al. (1999) proposent un modèle analytique de voûte basé sur la théorie de la plasticité sur lequel les recommandations allemandes EBGeo (2004) sont basées. Contrairement à ce que Helwett et Randolph proposent (1988), Kempfert et al. (1999) présentent dans leur modèle une voûte hémisphérique dont les surfaces ne sont pas concentriques (Figure 130).

En écrivant l'équilibre d'un élément de sol et en développant l'expression de la contrainte verticale dans l'axe de la clé de voûte, Kempfert et al. (1999) proposent une expression de la contrainte appliquée sur le sol compressible qui se trouve entre les inclusions:

$$q_s^+ = \lambda_1^x \cdot (\gamma + q_0/H_M) \cdot [H_M \cdot (\lambda_1 + hg^2 \cdot \lambda_2)^{-x} + hg \cdot [(\lambda_1 + (hg^2 \cdot \lambda_2)/4)^{-x} - (\lambda_1 + hg^2 \cdot \lambda_2)^{-x}]]$$
 Equation 45

Avec :

$$\chi = a \cdot (K_p - 1) / (\lambda_2 \cdot S_m)$$

Equation 46

$$K_p = (1 + \sin\phi) / (1 - \sin\phi)$$

Equation 47

$$\lambda_1 = (s_m - a)^2 / 8$$

Equation 48

$$\lambda_2 = (s_m^2 + 2 \cdot a \cdot s_m - a^2) / (2 \cdot s_m^2)$$

Equation 49

q_0 : charge appliquée sur le matelas granulaire.

$s_m = s \cdot \sqrt{2}$ (Espacement maximale entre deux inclusions – maille carrée).

Φ : angle de frottement interne du matelas.

H_M : Hauteur du matelas granulaire.

hg : paramètre définissant la hauteur de voûte qui est équivalent à $s/2$ pour $H_M > s_m/2$, et à H_M pour $H_M < s_m/2$.

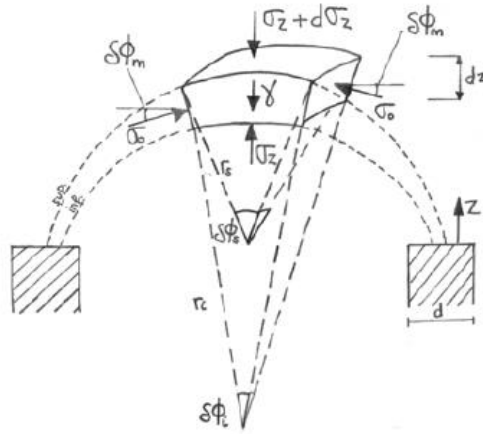


Figure 130 : Modèle de voûte 3D proposé par Kempfert et al. (1999)

En appliquant l'approche de Kempfert et al. (1999) à nos modèles de renforcement type inclusions rigides et en comparant les résultats avec ceux obtenus expérimentalement, on obtient les courbes présentées à la Figure 131. Dans le cas d'un matelas granulaire de 9 cm d'épaisseur, on trouve que l'approche de Kempfert sous estime légèrement la contribution des colonnes de renforcement. Alors que la contribution des colonnes varie entre 50% et 44%, l'approche de Kempfert et al. donne une contribution de l'ordre de 35%.

Cependant, dans le cas d'un matelas granulaire de 5 cm d'épaisseur, l'approche de Kempfert sous estime largement la contribution des colonnes de renforcement. Alors que leur contribution varie entre 48% et 37% expérimentalement, cette approche fournit une valeur bien inférieure qui est de l'ordre de 13%.

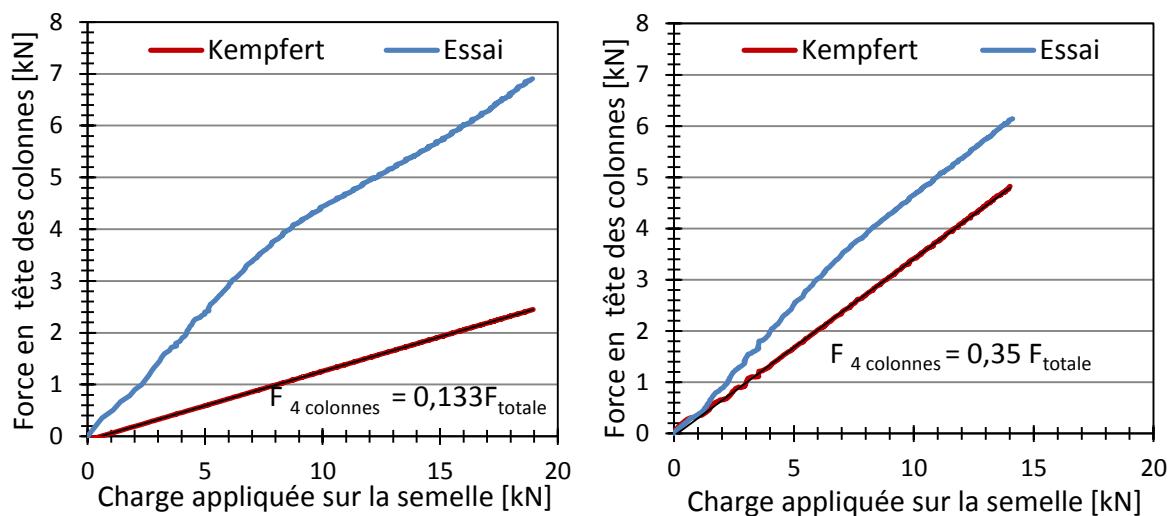


Figure 131 : Variation de la charge enregistrée en tête de la colonne de renforcement en fonction de la charge totale appliquée – A gauche $H_M = 5$ cm, à droite $H_M = 9$ cm

La confrontation de nos résultats avec trois différentes méthodes analytiques tridimensionnelles montre que ces méthodes présentent parfois des résultats satisfaisants et parfois non conformes à l'expérimentation.

Dans ce contexte, Le Hello (2007) a réalisé une étude comparative de de plusieurs méthodes analytiques appliquées à des essais en vraie grandeur. Il met en évidence une importante variabilité dans la contribution des colonnes de renforcement que ces méthodes prévoient.

De son côté, Chevalier (2008) constate que certaines approches ne peuvent être appliquées que pour une gamme donnée de dimensions d'ouvrages. Il affirme qu'une divergence entre les résultats de ces méthodes est apparente pour des valeurs de $H_M/(s-a)$ inférieures à 2 ou 3, ce qui est le cas de la majorité des cas de renforcement.

Il faut noter que ces méthodes analytiques présentent une approche globale et simplifiée sans la prise en compte du taux de compressibilité du sol meuble ni de l'action du sol compressible sur les inclusions.

5.5 Synthèse et conclusion

Plusieurs essais de chargement ont été réalisés dans le cadre de notre étude, permettant de mettre en évidence l'effet du renforcement par des colonnes soil mixing sur le comportement des fondations.

Les essais réalisés au niveau de la colonne de soil mixing ont permis de:

- Déterminer la capacité portante d'une colonne de soil mixing installée dans un massif de sable d'Hostun à 24% de densité relative et chargée axialement.
- Estimer le frottement latéral sur le fût de la colonne avec des essais d'arrachement.
- Déterminer la répartition de la capacité portante de la colonne isolée entre frottement latérale et résistance en pointe.
- Les essais de chargement des colonnes dans des tubes en acier ont mis en évidence l'effet de groupe sur le comportement de ces colonnes, ainsi que déterminer la valeur de l'entre-axe à partir duquel l'effet de groupe disparaît.

Les essais de chargement préliminaires réalisés à l'échelle d'une semelle rectangulaire de $200 \times 250 \text{ mm}^2$ de surface nous ont permis de bien maîtriser l'utilisation du modèle expérimentale. Le résultat de l'essai de chargement de la semelle se trouvant sur du sable dense non renforcée a montré le rôle de l'effet d'échelle. Alors que l'angle de frottement du sol est de l'ordre de 35° , on trouve expérimentalement un angle de 40° .

Les essais de chargement des semelles renforcées par une colonne au centre ont été réalisés en modifiant la densité du sol ainsi que l'âge de la colonne de renforcement. Ils ont permis en premier lieu de valider la bonne reproductibilité des essais ainsi que la bonne maîtrise du protocole expérimental. Le tableau récapitulatif de nos essais établit, met en évidence l'effet de la densité de sol ainsi que celui du durcissement du matériau de soil mixing sur l'évolution de la capacité portante des fondations renforcées (tableau 29).

Il faut noter que les résultats de ces essais ont contribué à calibrer le modèle numérique développé par Grzyb (2014) dans le cadre de projet RUFEX.

Type d'essai	Capacité portante (kN)	Taux d'augmentation de la capacité portante (%)	Contribution de la colonne (%)
Sable dense non renforcé	5.23	-	-
Sable dense renforcé 7 jours	11.00	+110	60 - 50
Sable dense renforcé 14 jours	16.46	+ 214	62 - 55
Sable lâche renforcé 7 jours	4.69	- 10	40 - 45
Sable lâche renforcé 14 jours	6.21	+ 19	60 - 52

Tableau 29 : Tableau récapitulatif des résultats provenant des essais préliminaires réalisés sur une semelle rectangulaire

Les essais ont ensuite été réalisés sur une semelle 2.5 fois plus grande. Il s'agissait d'une plaque métallique rigide et épaisse de 350 x 350 mm² de surface. L'augmentation de la taille de la semelle nous a permis de la renforcer avec 4 colonnes. Cela, ajouté à l'utilisation d'un massif lâche, a réduit les effets d'échelle dans le cadre de nos essais de chargement. En effet, l'essai de chargement d'une semelle non renforcée se trouvant sur un massif de sable lâche de 24% de densité relative nous a permis de trouver un angle de frottement de 31°, une valeur très proche de ce qu'on a obtenue en réalisant les essais de cisaillement direct.

Trois types de renforcement ont été réalisés :

- Renforcement type fondation mixte réalisé dans un sol homogène de 24% de densité relative. Les essais de chargement ont été réalisés sur des fondations renforcées par quatre colonnes, et des fondations renforcées par une seule colonne au centre. Le but de ces essais était de comparer en premier lieu l'effet du nombre de colonnes sur l'évolution de la capacité portante.
- Renforcement type fondation mixte dont les colonnes de renforcement se trouvaient dans un massif homogène lâche, alors que les pointes étaient encastrées dans un sol dense.
- Renforcement type inclusion rigide réalisé en installant un matelas granulaire de sable grossier qui sépare les têtes des colonnes de renforcement de la semelle. Deux épaisseurs de ce matelas ont été étudiées : 5 cm et 9 cm.

Ces différents types d'essais ont permis en premier lieu de montrer l'intérêt du renforcement pour l'augmentation de la capacité portante. En second lieu et dans le cas de renforcement type fondation mixte, le nombre de colonnes de renforcement et la présence d'un horizon porteur sont deux paramètres dont l'influence a été démontrée. Dans le cas d'un renforcement type inclusion rigide, l'influence de l'épaisseur du matelas a été étudiée ainsi que l'effet de ce paramètre sur le changement de la capacité portante et de la contribution des colonnes de renforcement. Le Tableau 30 résume les résultats des essais de chargement réalisés, la capacité portante et son augmentation par rapport à l'essai non renforcée ainsi que la contribution des colonnes de renforcement.

Type d'essai	Capacité portante (kN)	Taux d'augmentation de la capacité portante (%)	Contribution de la colonne (%)
Sable lâche non renforcé	4.96	–	–
Sable lâche renforcé FM – Une colonne	6.38	+ 28	23 – 19
Sable lâche renforcé FM – Quatre colonnes	13.81	+ 178	80 – 43
Sable lâche renforcé FM – Horizon porteur	24.5	+ 394	80 – 66
Sable lâche renforcé IR – 5 cm	7.10	+ 44	48 – 37
Sable lâche renforcé IR – 9 cm	5.55	+ 12	50 – 43

Tableau 30 : Tableau récapitulatif : résultats des essais de chargement de la semelle carrée

La Figure 132 montre l'évolution de la charge appliquée sur la semelle en fonction de déplacement imposé du vérin. Elle nous permet de voir concrètement le comportement de la semelle renforcée dans chaque cas de renforcement tout au long du déplacement imposé.

La Figure 133 présente l'évolution de la contribution des colonnes de renforcement pour chaque type d'essai. On peut observer que la contribution n'est pas la même tout au long du déplacement. La mobilisation du frottement latéral ainsi que la résistance en pointe des colonnes expliquent une contribution supérieure au début du chargement. Pour des déplacements imposés plus élevés, le sol au dessous de la pointe se plastifie ce qui conduit à la diminution des contributions des colonnes.

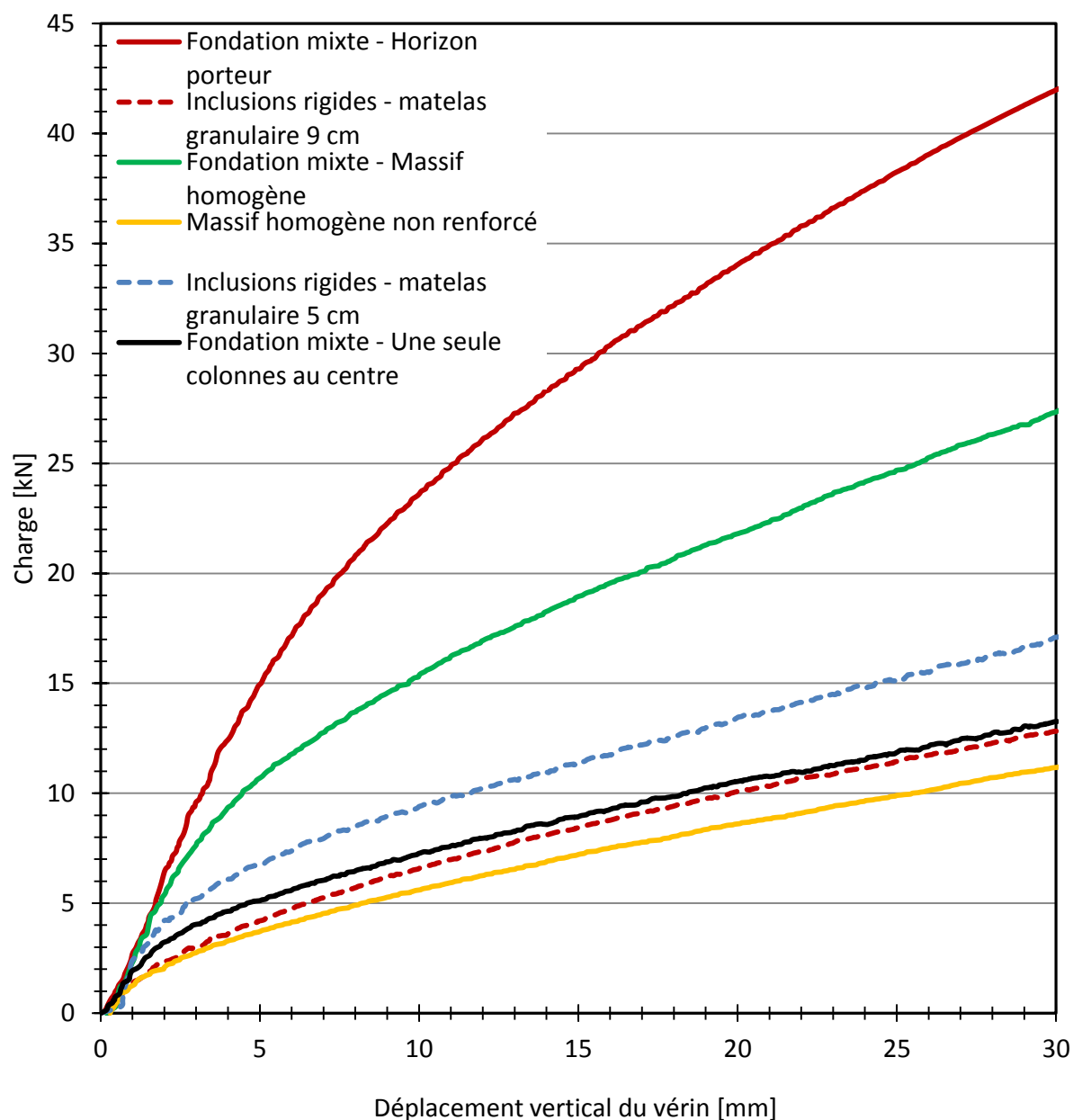


Figure 132 : variation de la charge appliquée sur la semelle en fonction du déplacement du vérin pour différents types de renforcement

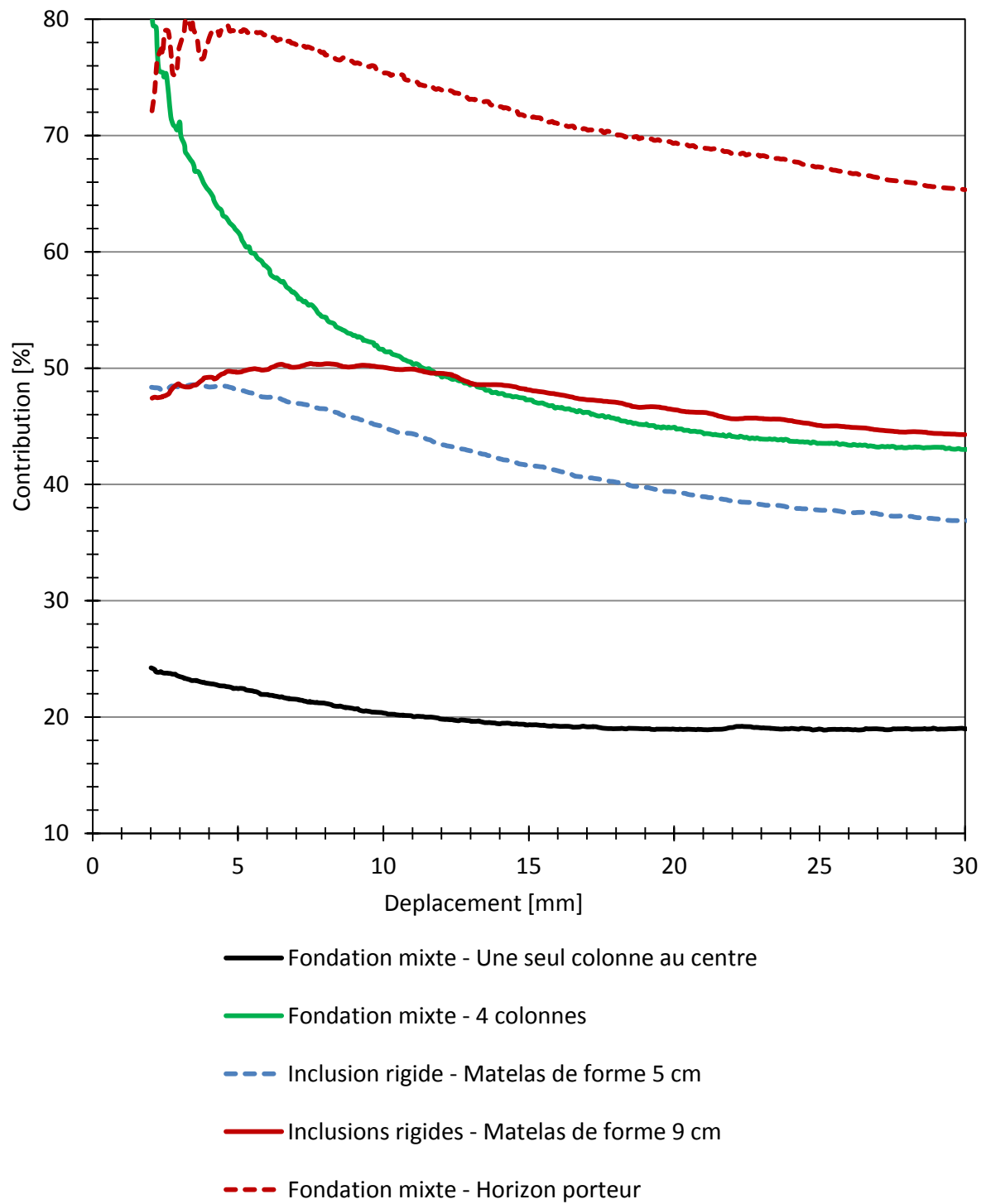


Figure 133 : Contribution des colonnes de soil mixing dans la reprise de l'effort appliqué pour différents types de renforcement de la semelle carrée

6 Modélisation numérique des essais de chargement

6.1 Introduction

Dans le cadre du projet RUFEX, un modèle éléments finis a été développé par Anna GRZYB avec le code Abaqus®. Il s'agit en premier lieu de calibrer le modèle numérique en se référant aux essais expérimentaux préliminaires que l'on a réalisés dans le cadre de notre étude ainsi qu'aux essais de caractérisation du sable et du matériau de renforcement.

La performance du modèle est ensuite testée en simulant les essais de chargement de la grande semelle renforcée par quatre colonnes. Ce modèle sera ensuite utilisé pour simuler l'essai de chargement de la colonne de soil mixing réalisée en vraie grandeur à Vernouillet (Oise) dans le cadre du projet RUFEX

Nos essais de chargement ainsi que les essais de caractérisation des matériaux constituent alors une base de données étendue permettant de calibrer les paramètres du modèle numérique dont l'utilisation sera ensuite dédiée à la prédiction du comportement des fondations profondes renforcées par le matériau de soil mixing.

Dans ce chapitre, on présente en premier lieu le modèle numérique développé, les paramètres utilisés, ainsi que les conditions aux limites et les paramètres d'interface. Il s'agit ensuite d'une présentation de la comparaison entre les résultats expérimentaux provenant de nos essais de chargement et les résultats obtenus à partir du modèle développé.

6.2 Modèle Drucker-Prager modifié avec cap

Le choix du modèle constitutif permettant de modéliser le comportement mécanique du sol est toujours un élément fondamental pour la bonne reproduction du comportement des fondations superficielles et profondes. Le modèle élastique parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr Coulomb est l'un des modèles les plus communs dans l'analyse géotechnique. Il s'agit d'un critère de rupture simple qui n'exige pas un grand nombre de paramètres.

Cependant, le critère Mohr Coulomb présente des limitations majeures qui mettent en inadéquation les résultats de simulations de beaucoup d'applications en géotechnique. En effet, ce critère fait intervenir les contraintes principales majeur et mineur sans que la contrainte principale intermédiaire soit prise en compte. Cela aboutit alors à une sous estimation de la limite d'élasticité du matériau (kikumoto et al. 2008). En plus, la forme hexagonale de la section du critère de la limite élastique dans le plan déviatoire peut être la source de problème de convergence (Jiang et Xie, 2011).

Le critère de Drucker Prager présente une alternative du critère de Mohr Coulomb. Il s'agit d'une extension du critère de Von Mises utilisé souvent dans le domaine de la géotechnique pour mieux représenter le comportement plastique qui prend en considération la contrainte principales intermédiaire. Mêmes si ce critère apporte des améliorations, les études réalisées par Cudny et Binder (2005) montrent que dans certaines circonstances, le critère Drucker Prager conduit à une surestimation ou à une sous-estimation de la résistance au cisaillement des matériaux. Le critère Drucker Prager modifié est alors introduit pour permettre de réduire la

divergence dans les résultats. La Figure 134 présente les critères d'écoulement plastique dans le plan déviatoire de Mohr Coulomb, de Drucker Prager et Drucker Prager modifié.

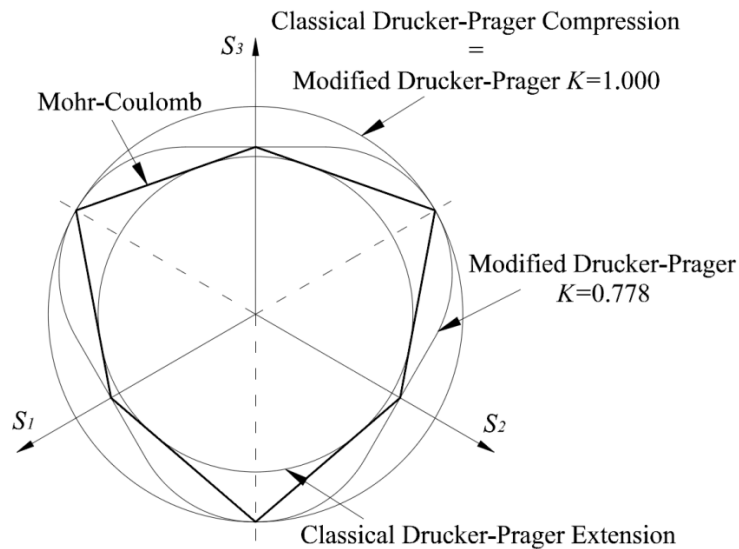


Figure 134 : Critère d'écoulement plastique dans le plan déviatoire (Documentation Abaqus)

Les essais expérimentaux réalisés dans le cadre de notre étude ont été simulés avec le code de calcul ABAQUS®. Il s'agit donc d'un modèle numérique ayant les dimensions de notre modèle physique.

Le sol est défini par un modèle Drucker-Prager modifié avec Cap. L'ajout du cap au critère de Drucker Prager modifié a montré son utilité dans l'étude du comportement du sable et du limon (Pestna, 2002). La Figure 135 présente le critère de plasticité de Drucker-Prager avec cap dans les plans p-q et dans le plan déviatoire (Dhaybi, Grzyb et al., 2012).

Il faut noter que la présence du cap permet de limiter l'écoulement plastique pendant la compression hydrostatique. Il permet de représenter le comportement plastique du sol suite à la contractance (diminution de volume). Il peut aussi être associé à un écrouissage inélastique positif ou négatif.

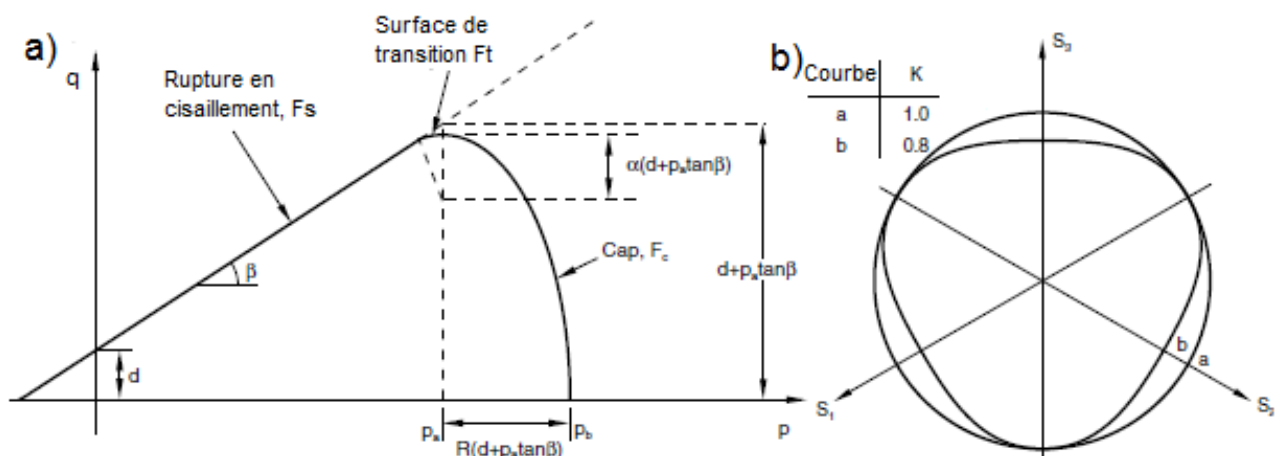


Figure 135 : Un modèle Drucker-Prager avec Cap: a) critère de plasticité dans le plan p-q, b) critère de plasticité dans le plan déviatoire

Pour le modèle Drucker Prager modifié avec cap, la surface de charge est constituée de trois parties :

- La surface de rupture par cisaillement

$$F_s = t - p \tan \beta - d \quad \text{Equation 50}$$

- Le cap de forme elliptique

$$F_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left(\frac{Rt}{1 + \alpha \frac{\alpha}{\cos \beta}} \right)^2} - R(d + p_a \tan \beta) \quad \text{Equation 51}$$

- Une zone de transition entre la surface de rupture par cisaillement et le cap.

$$F_t = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left[t - (d + p_a \tan \beta) \left(1 - \frac{\alpha}{\cos \beta} \right) \right]^2} - \alpha(d + p_a \tan \beta) \quad \text{Equation 52}$$

Les paramètres du cap ajouté au critère Drucker Prager modifié sont définis de la manière suivante: l'excentricité du cap R, la position initiale de la surface maximale, le rayon de la surface de transition α , le taux de la contrainte d'écoulement K.

Le Tableau 31 présente les paramètres du cap utilisés dans la modélisation des essais de chargement. Des essais oedométriques ont été réalisés dans le cadre de notre étude afin d'étudier la compressibilité du sable d'Hostun sous plusieurs états de compacité. La contrainte de limite d'élasticité est obtenue en se référant aux résultats des essais oedométriques réalisés dans le cadre de notre étude. La Figure 136 présente les courbes d'écrouissage du sable d'Hostun sous différents états de compacité et qui serviront ensuite pour la détermination de la contrainte limite d'élasticité en compression hydrostatique.

Paramètres	Sable d'Hostun HN 31	
	Lâche	Dense
Excentricité du Cap R	0.6	1.2
Paramètre de transition α	0.05	0.1
Position initiale du critère d'écoulement plastique du cap $\varepsilon_{vol}^{pl}/0$	0	0
Contrainte limite de l'élasticité en compression hydrostatique p_b (kPa)	Voir Figure 136	

Tableau 31 : Modèle Drucker Prager modifié avec Cap - Paramètres du cap

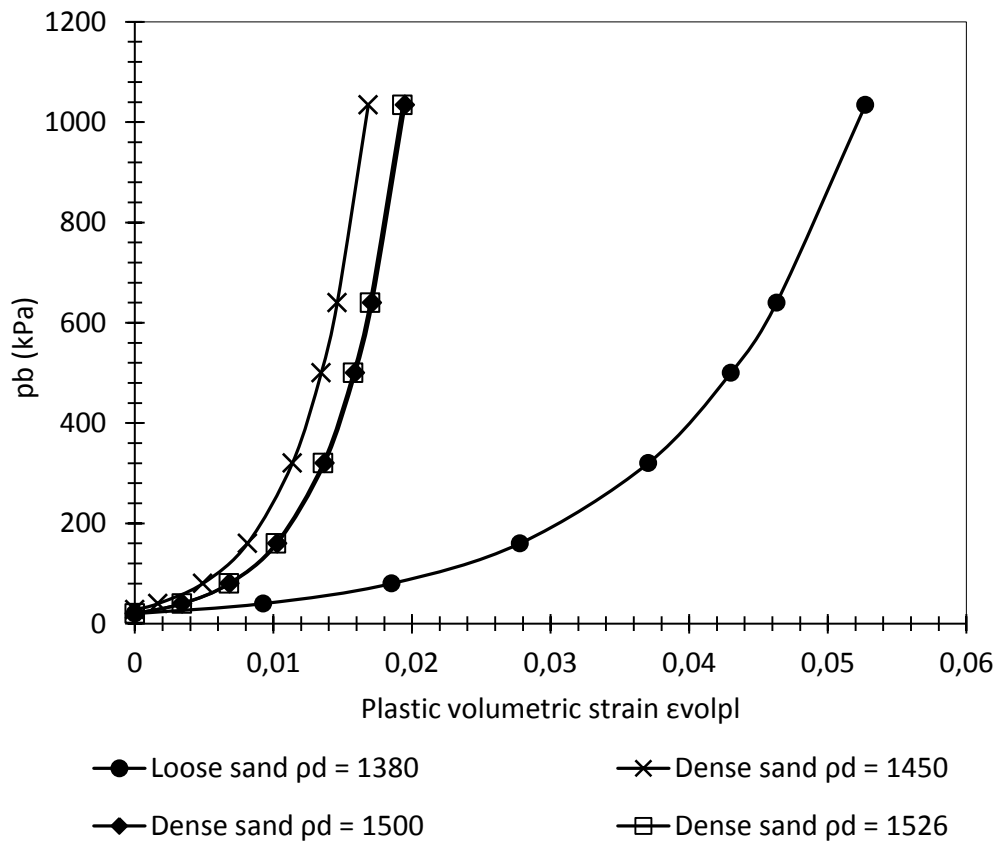


Figure 136 : Courbes d'écrouissage du sable d'Hostun en fonction de la déformation volumique pour différents états de compacité (Grzyb, 2014)

Le paramètre de cohésion d de Drucker-Prager et l'angle de frottement β sont calculés à l'aide des équations de transitions suivantes basées sur les paramètres de Mohr Coulomb :

$$\tan \beta = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad \text{Equation 53}$$

$$d = \frac{18c \cos \phi}{3 - \sin \phi} \quad \text{Equation 54}$$

La densité du sol et ses paramètres proviennent de nos essais de caractérisation réalisés ainsi que de beaucoup de références bibliographiques présentés pour le sable d'Hostun HN 31. Le Tableau 32 présente les paramètres du sol utilisés dans le modèle numérique afin de simuler nos essais de chargement.

Paramètres	Unités	Sable d'Hostun HN 31	
		Lâche	Dense
Densité	(kN/m^3)	13.80	15.00
Module d'Young	(MPa)	3	7
Coefficient de Poisson	(-)	0.3	0.3
Angle de frottement	(°)	28	34
Angle de dilatation	(°)	3	4
Cohésion	(kPa)	0.5	0.5

Tableau 32 : Paramètres du sol utilisés dans le modèle numérique

Les colonnes de soil mixing sont modélisées en utilisant un modèle élastique-parfaitement plastique avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Les paramètres de ce matériau proviennent de nos essais de compressions simples réalisés sur des échantillons de soil mixing sur lesquels des jauges de déformation ont été collées.

En termes d'angle de frottement et de cohésion, peu nombreuses sont les études réalisées permettant d'obtenir ces paramètres pour les sols traités au ciment. Le Tableau 33 présente les paramètres de Mohr Coulomb du matériau de soil mixing proposés par plusieurs auteurs. Une grande variation existe entre les différentes données proposées par les auteurs et cela est strictement lié à plusieurs éléments comme la méthode de réalisation du matériau, le dosage en ciment ainsi que le type de sol. Dans cette étude, les valeurs obtenues par Melentijevic et al. seront notre repère vu que le traitement a été réalisé sur un sol granulaire non cohésif. Le Tableau 34 présente les paramètres du matériau de soil mixing utilisés dans le code de calcul.

Références	Type du sol traité	Cohésion (kPa)	Angle de frottement(°)
Han, Oztopark et al. (2007)	Argile mole, limon	0	45
Horpibulsuk et al. (2012)	Argile molle du Bangkok	600	25
Mun et al. (2012)	Argile	2800	0
Voottipurex et al. (2011)	Argile	200 – 300	30
Melentijvic et al. (2013)	Remblai granulaire	500	35

Tableau 33 : Paramètres du matériau de soil mixing obtenus par plusieurs auteurs (D'après Gryzb 2014)

Paramètres	Colonne de soil mixing	
	7 jours	14 jours
Densité (kN/m ³)	2000	2000
Module d'Young (MPa)	2800	4000
Coefficient de Poisson (-)	0.2	0.2
Angle de frottement (°)	35	35
Angle de dilatation (°)	5	5
Cohésion (kPa)	350	680

Tableau 34 : Paramètres du matériau de soil mixing utilisés dans le modèle numérique

Les paramètres d'interface entre le fût de la colonne et le sable d'Hostun sont choisis suivant les résultats obtenus lors de nos essais de cisaillement sable d'Hostun/soil mixing réalisés précédemment. Donc dans le cas d'une colonne installée dans du sable lâche, l'angle de frottement de l'interface choisi est de 25°. Dans le cas dense, l'angle de frottement de l'interface choisi est de 29°.

6.3 Modélisation numérique des essais de chargement

La majorité de nos essais de chargement ont été modélisés par Grzyb (2014) dans le cadre de sa thèse. Dans ce chapitre nous présenterons trois types d'essais modélisés :

- Essai de chargement à l'échelle de la colonne.
- Essais de chargement du sable dense renforcé par une seule colonne de soil mixing.
- Essai de chargement du sable lâche renforcé par 4 colonnes de soil mixing.

6.3.1 Modélisation des essais de chargement des colonnes de soil mixing

Nous nous intéressons ici à la modélisation du comportement des essais de chargement réalisés à l'échelle de la colonne seule. Les essais modélisés sont alors ceux qu'on a réalisés dans les tubes en acier afin de trouver l'entraxe à partir de laquelle l'effet de groupe disparaît. Dans la modélisation de ce type d'essais de chargement, un modèle axisymétrique est utilisé (Figure 137). Le maillage d'éléments finis utilisé dans l'analyse se compose d'éléments triangulaires à six nœuds (CAX6M).

Comme dans les tubes, les déplacements verticaux et horizontaux sont bloqués au fond du modèle et sur la paroi latérale respectivement. Vu que les parois des tubes en acier ont été lubrifiées et revêtues d'un film très fin en plastique, le frottement entre le sable et les parois des tubes est considéré comme nul.

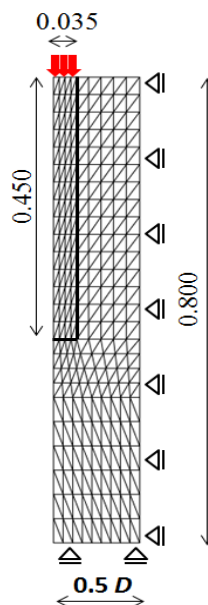


Figure 137 : Modèle éléments finis axisymétrique des essais de chargement des colonnes de soil mixing dans des tubes en acier – Maillage et conditions aux limites (Grzyb, 2014)

La Figure 138 présente une confrontation entre les résultats expérimentaux et ceux obtenus selon le modèle éléments finis. Il s'agit donc des essais de chargement des colonnes dans les tubes de 65 cm, 45 cm, 35 cm et 26 cm de diamètre. Un dernier essai modélisé correspond à une colonne de soil mixing installée dans la cuve expérimentale et chargée. Cela afin de décrire le comportement d'une colonne isolée puisqu'avec les dimensions de la cuve nous garantissons l'absence de l'effet de bord.

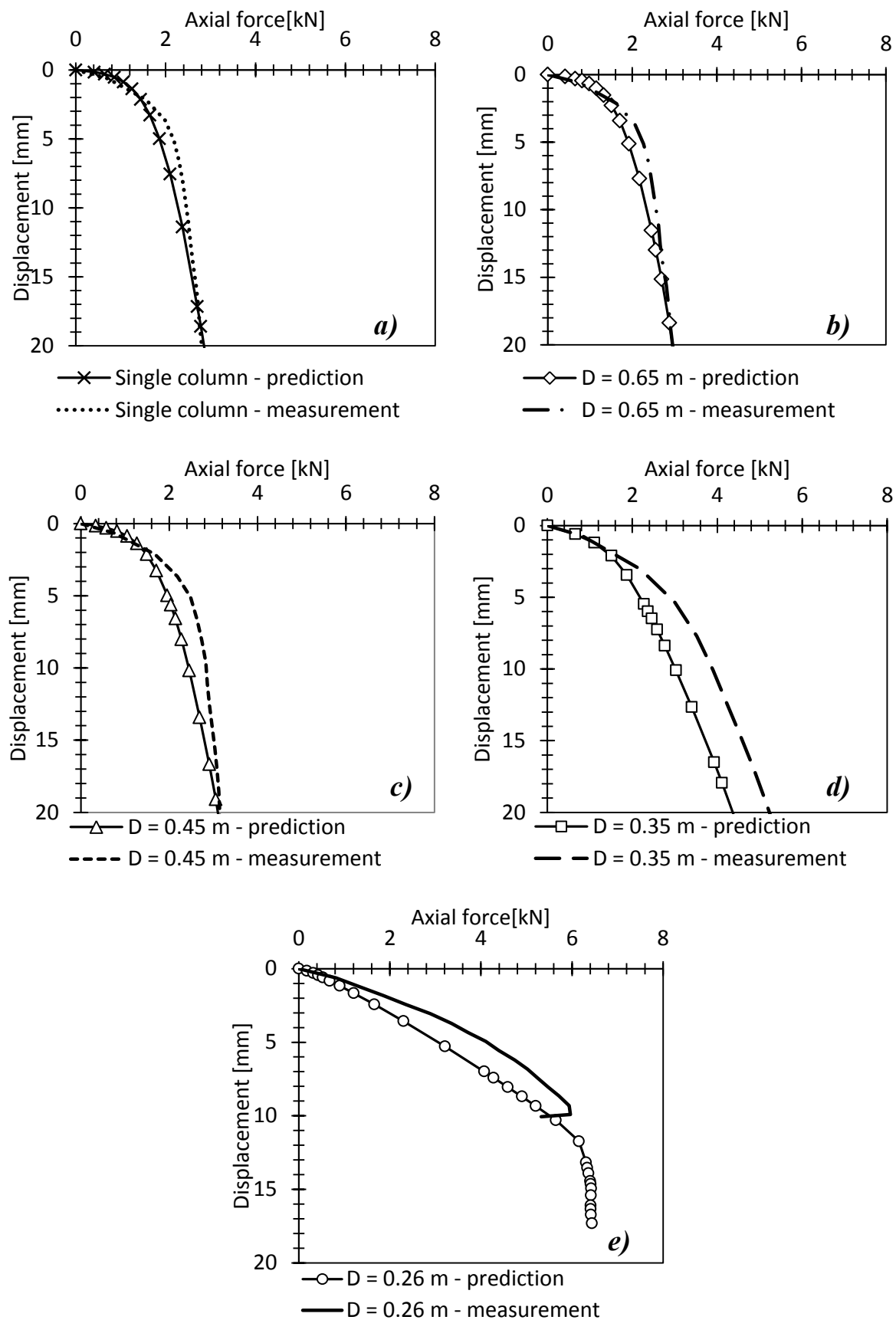


Figure 138 : Etude de l'influence de l'effet de groupe sur le comportement des colonnes de soil mixing : a) colonnes isolée ; b) D=65 cm ; c) D=45 cm ; d) D=35 cm ; e) D=26 cm (Grzyb, 2014)

Les résultants obtenus par la modélisation numérique semblent très satisfaisants. Les résultats des modélisations du chargement de la colonne isolée dans la cuve ainsi que la colonne chargée dans les tubes de 65 cm et 45 cm de diamètres sont très proches des résultats expérimentaux. Une légère sous-estimation apparaît lorsque le diamètre du tube devient plus petit (35 cm et 26 cm), où l'effet de groupe est bien présent.

Le frottement entre l'acier et le sable est considéré nul, alors que le coefficient de frottement (μ) peut être légèrement supérieur surtout lorsque l'effet de bord intervient (effet de groupe). Une étude paramétrique est alors mise en œuvre afin de déterminer l'effet de la présence de ce paramètre sur l'évolution des résultats numériques. Deux coefficients de frottement ont été testés et l'essai de chargement de la colonne dans le tube de 26 cm de diamètre a été de nouveau modélisé. La Figure 139 présente la courbe expérimentale ainsi que trois courbes numériques qui représentent les cas sans frottement sur les bords, un angle de frottement de 7.5° ($\mu=0.133$) et un angle de frottement de 11.4° ($\mu=0.202$). En effet, en prenant en considération la présence d'un faible angle de frottement sur les bords, les résultats numériques semblent plus satisfaisants et deviennent plus proches de ce que nous avons obtenu expérimentalement.

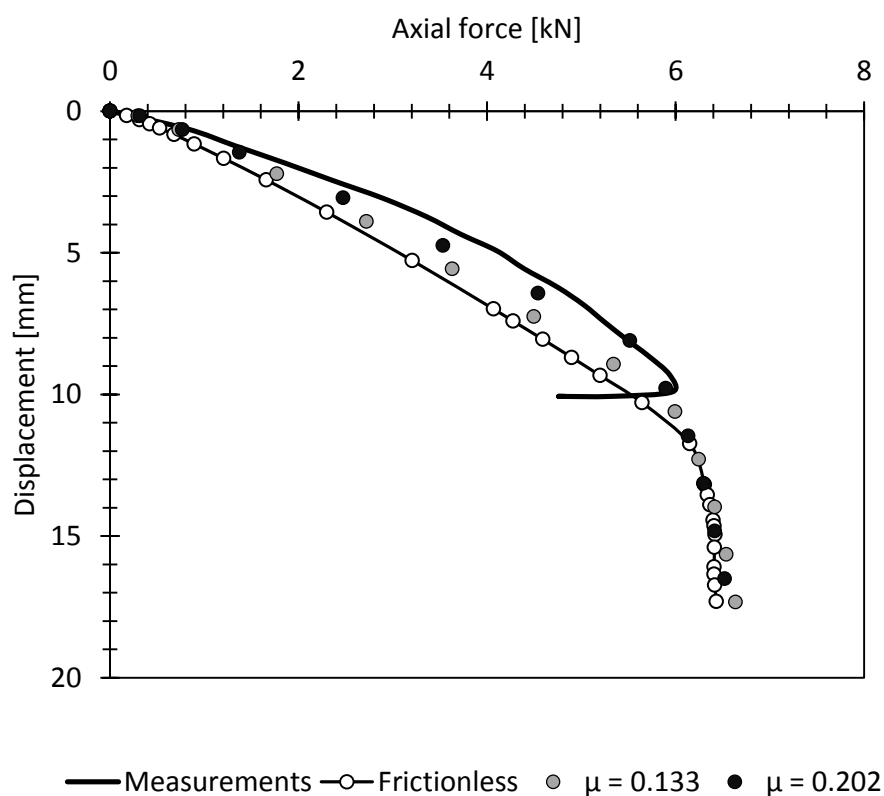


Figure 139 : Influence du coefficient de frottement entre la paroi du tube en acier et le sol sur la courbe de chargement de la colonne de soil mixing – Tube : D=26 cm (Grzyb, 2014)

6.3.2 Modélisation des essais de chargement du sable dense renforcée par une colonne de soil mixing au centre – Semelle rectangulaire

Dans cette partie, les essais de chargement de la semelle rectangulaire, de 200 X 250 mm² de surface, renforcée par une seule colonne au centre sont modélisés. Il s'agit du sable dense renforcé par une colonne et chargé à 7 et à 14 jours. Il s'agit d'un modèle axisymétrique où la semelle rectangulaire est modélisée par une semelle circulaire ayant une surface équivalente. Le rayon équivalent est de 0.13 m obtenu suivant la formule suivante :

$$r_{eq} = 0.5 \sqrt{\frac{4s_m}{\pi}} \quad \text{Equation 55}$$

Les comportements du sable et du matériau de soil mixing sont modélisés comme on l'a décrit précédemment. Le maillage utilisé est formé d'éléments triangulaires (CAX6M), les déplacements verticaux et horizontaux sont bloqués au fond et sur la paroi latérale respectivement (Figure 140).

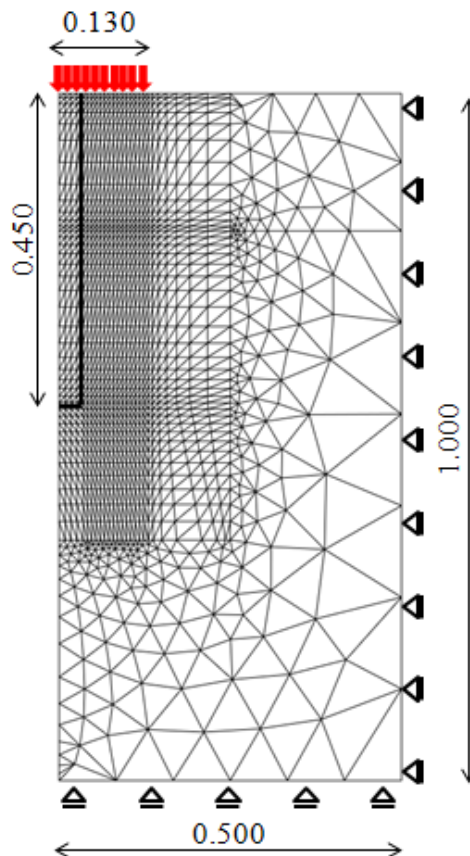


Figure 140 : Modèle éléments finis des essais de chargement de la semelle rectangulaire renforcée par une colonne de soil mixing au centre – Maillage et conditions aux limites (Grzyb, Dhaybi et al., 2012)

Les résultats obtenus montrent que le modèle numérique utilisé reproduit bien nos essais expérimentaux dans le cas de la semelle renforcée et chargée à 7 jours et à 14 jours également. La charge enregistrée en tête de la colonne de renforcement correspond au résultat numérique. Le modèle développé reproduit non seulement la charge totale appliquée au niveau de la semelle mais aussi la distribution de charge entre le sol et la colonne de renforcement (Figure 141).

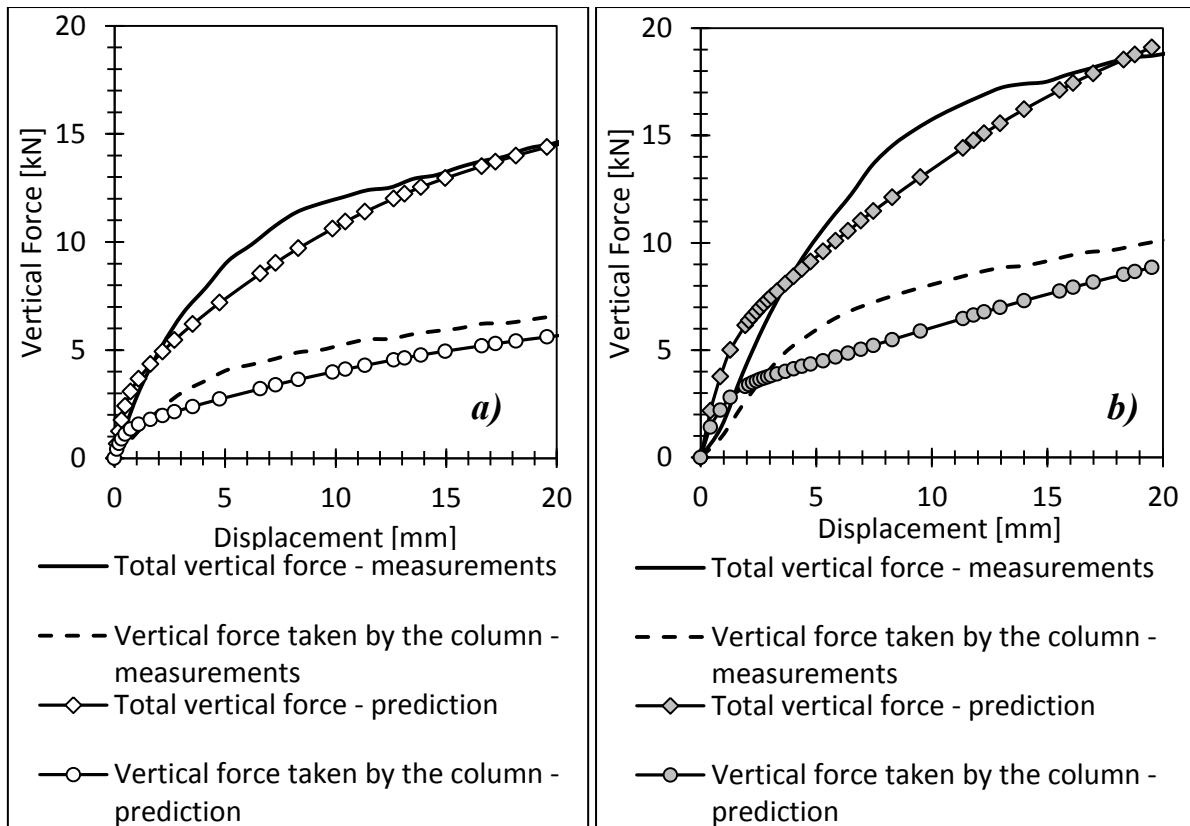


Figure 141 : Evolution de la charge appliquée sur semelle et la charge en tête de la colonne de renforcement en fonction du déplacement imposé – a) essai a 7 jours, b) essai a 14 jours. (Grzyb, 2014)

6.3.3 Modélisation de l'essai de chargement du sable lâche renforcée par 4 colonnes de soil mixing – semelle carrée, massif homogène

Dans cette partie de notre étude, on cherche à évaluer les performances du modèle numérique développé dans le cadre de notre projet, en étendant la modélisations de 2D axisymétrique à 3D. Dans le but de réduire le temps de calcul, un quart du système expérimental a été modélisé. Des éléments ayant la forme d'un prisme triangulaire quadratique à 15 nœuds ont été utilisés (C3D15). La semelle rigide est alors modélisée par un déplacement imposé sur une surface de $175 \times 175 \text{ mm}^2$, les conditions aux limites sont les mêmes que celles appliquées dans les calculs précédents. La Figure 142 montre le maillage tridimensionnel pour deux types de renforcement :

- Renforcement type fondation mixte où les colonnes se trouvent dans un massif de sable homogène.
- Renforcement type fondation mixte où les colonnes de renforcement se trouvent dans un massif homogène, alors que les pointes sont encastrées dans du sable dense.

La Figure 143 présente la confrontation entre les résultants expérimentaux et numériques. Même avec un léger écart qui apparait à la fin du chargement en termes de charge totale appliquée sur la semelle, le modèle numérique présente des résultats très satisfaisants. Il reproduit non seulement la force totale appliquée sur la semelle, mais aussi la partie de la charge transmise aux colonnes de renforcement.

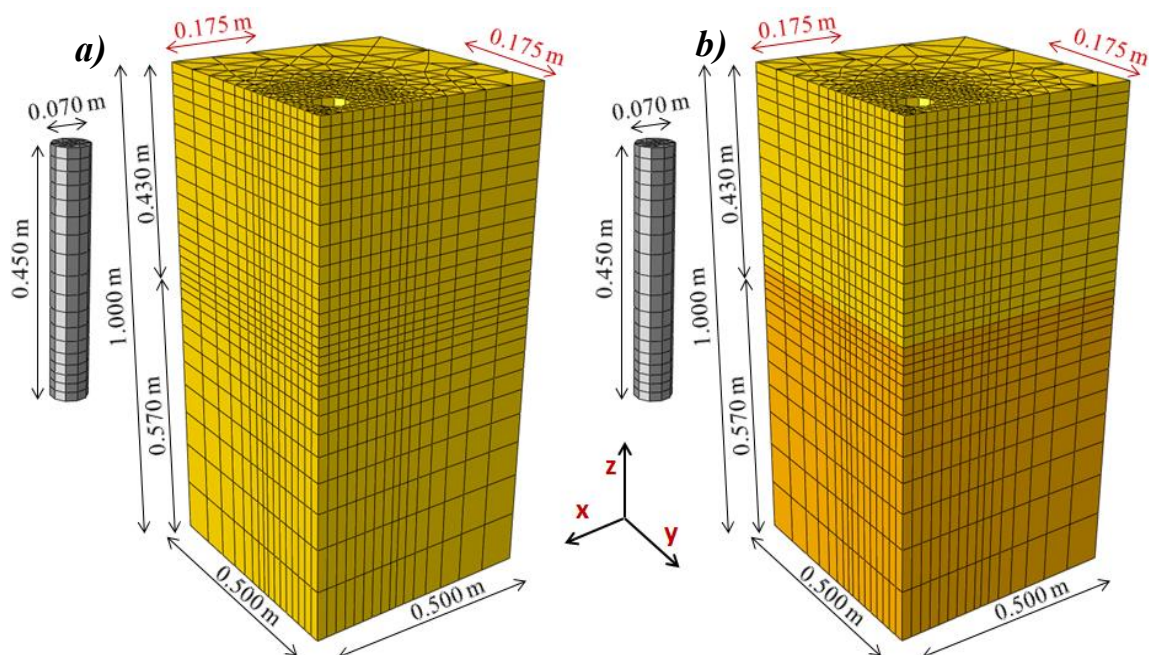


Figure 142 : Dimensions et maillage du modèle 3D – a) renforcement type fondation mixte, sol homogène ; b) renforcement type fondation mixte, massif hétérogène.

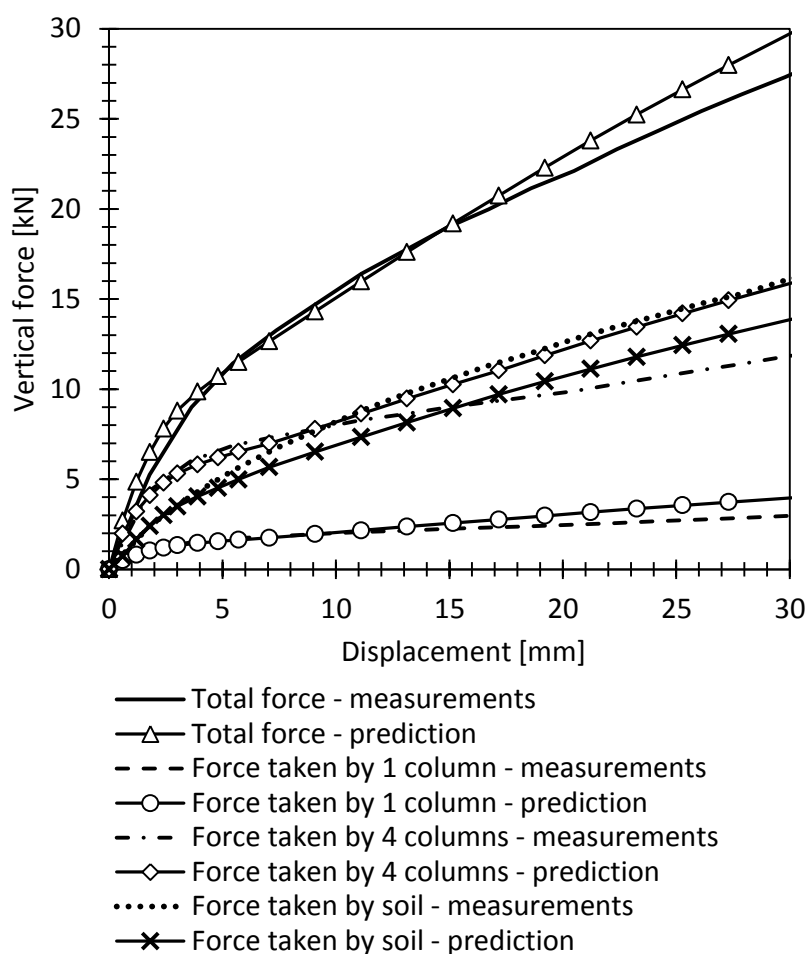


Figure 143 : Evolution de la charge appliquée sur semelle et la charge en tête des colonnes de renforcement en fonction du déplacement imposé (Grzyb, 2014).

6.4 Conclusion

L'utilisation du modèle Drucker Prager modifié avec cap est un moyen pertinent pour prendre en considération la contractance et la dilatance du sol ainsi que son durcissement ou son radoucissement. Il permet alors de mieux reproduire le comportement du sol et des ouvrages en géotechnique.

Le modèle numérique développé par Grzyb (2014) dans le cadre de ce projet a montré son efficacité pour reproduire les essais de chargement réalisés. Les essais de caractérisation du sable d'Hostun, du matériau de soil mixing ainsi que de l'interface soil mixing/sable d'Hostun qu'on a réalisés dans le cadre de nos travaux ont permis d'alimenter le modèle par les paramètres nécessaires. Ces paramètres restent un élément fondamental pour la réussite du modèle dans la reproduction de nos essais.

Dans ce chapitre, on a mis en évidence l'efficacité du modèle en changeant plusieurs paramètres comme la taille de la semelle, le nombre des colonnes, la densité du sol, l'âge des colonnes de renforcement ainsi que la présence ou l'absence des effets de bord. La modélisation des essais de chargement à l'échelle de la colonne, de la semelle rectangulaire renforcée par une colonne ainsi qu'à l'échelle de la grande semelle renforcée par 4 colonnes a donné des résultats satisfaisants. Le modèle numérique a réussi à reproduire non seulement l'évolution de la charge totale mobilisée au niveau de la semelle en fonction du déplacement imposé, mais aussi l'évolution de la charge appliquée au niveau de la tête de la colonne de renforcement.

Il faut noter que les essais expérimentaux qu'on a réalisés ont permis d'alimenter le modèle numérique par un grand nombre de données. Les échanges continuels avec Grzyb (2014) ont permis de mieux étudier l'influence des paramètres et choisir les essais adéquats permettant d'obtenir des résultats scientifiques intéressants, et de fournir à la modélisation un éventail plus large de cas à tester.

De faibles disparités apparaissent parfois entre les courbes numérique et expérimentale. Il faut noter que les formes géométriques, l'homogénéité du sol ainsi que le contact entre la tête de la colonne et la semelle sont parfaits dans le modèle numériques, ce qui n'est pas le cas dans notre modèle expérimental. De faible hétérogénéité dans le massif de sable, de petits défauts dans la mise en place des colonnes ou de la semelle peuvent créer cette différence.

7 Conclusion générale

L'objectif de ce travail de recherche, mené dans le cadre projet FUI RUFEX, était de contribuer à l'amélioration de la caractérisation du matériau de sol mixing ainsi qu'à la compréhension du comportement des fondations superficielles renforcées par des colonnes à module mixte. La réalisation d'une campagne d'essais de caractérisation des propriétés mécaniques du matériau de sol mixing ainsi que la réalisation des essais de chargement à différentes échelles étaient les moyens à mettre en œuvre pour y parvenir.

Ce mémoire a été scindé en quatre parties principales, qui forment dans leur totalité une étude globale permettant de mieux identifier les avantages du renforcement des fondations par des colonnes à module mixte. Il comporte :

- Une partie sur le choix et la caractérisation des matériaux à utiliser pour les essais de chargement.
- Une partie sur la conception d'un montage expérimental permettant la réalisation des essais de chargement.
- Une partie de modélisation physique des fondations renforcées par des colonnes de sol mixing. Celle là consiste à réaliser des essais de chargement à l'échelle de la colonne, d'une petite semelle ainsi que d'une grande semelle renforcée par quatre colonnes.
- Une dernière partie de confrontation entre les résultats des essais de chargement et la simulation numérique réalisée avec un modèle éléments finis.

Le choix des matériaux utilisés pour les essais de chargement a comporté trois parties : le choix et l'étude du sol, le choix de la composition et l'étude du matériau de sol mixing ainsi que l'étude de l'interface sol/sol mixing.

Le sable d'Hostun HN31 a été choisi comme sol meuble à utiliser pour la formulation du matériau de sol mixing ainsi que pour la création des massifs de sol à renforcer. Une étude bibliographique globale sur le sable d'Hostun ainsi que quelques essais complémentaires ont été réalisés afin d'obtenir les caractéristiques physiques et mécaniques de ce sable. Par conséquence, l'angle de frottement interne, la cohésion, l'angle de dilatance et le module de Young du sable d'Hostun sous deux états de compacité différents sont alors connus. Ces états de compacité sont ceux des massifs de sol utilisés pour les essais de chargement.

Suite au choix du sol, Le matériau de sol mixing a été ensuite formulé et étudié. Des dosages en ciment qui correspondent à ceux utilisés réellement sur les sites de renforcement ont été alors choisis. Des essais de compressions simples ont été réalisés sur des échantillons confectionnés sous trois dosages en ciment. Le choix d'un dosage en ciment de 210 kg/m^3 a été adopté pour le renforcement des fondations puisqu'il constitue un bon compromis entre la résistance et le coût.

Des essais de caractérisations mécaniques du matériau de sol mixing ont été réalisés. Ils ont permis d'obtenir l'évolution de la résistance à la compression, la résistance à la traction, le module statique et dynamique en fonction du temps de cure.

L'étude des caractéristiques de l'interface entre le matériau de sol mixing et le sable d'Hostun a été réalisée en se servant d'une grande boîte de cisaillement direct. Ces essais ont permis alors d'obtenir le coefficient de frottement entre les deux matériaux.

En deuxième lieu, la conception du montage expérimental a été réalisée avec précautions et soins afin de pouvoir réaliser les essais de chargement prévus. Une cuve expérimentale a été construite, équipée d'un servo vérin hydraulique ainsi que d'un système de capteurs permettant d'enregistrer :

- la charge appliquée sur la semelle ;
- la charge appliquée en tête des colonnes de renforcement ;
- la pression de sol sous la semelle ;
- le déplacement vertical de la semelle ;
- les contraintes sur les bords de la cuve ;

Une procédure de création des colonnes de soil mixing a été conçue dans le cadre de notre étude. Cette technique, même si elle est simple et pas totalement identique à celles mises en œuvre s à l'échelle réelle, a permis d'obtenir des colonnes de soil mixing homogènes en termes de formes géométriques et de caractéristiques mécaniques.

Pour le massif de sol, on a eu recours à la technique de pénétration dynamique « Panda2 » pour évaluer l'efficacité de notre technique de mise en place du sable dans la cuve expérimentale. Des résultats satisfaisants ont montré la bonne homogénéité de nos massifs de sable sous leurs différents états de compacité.

Les essais de chargement réalisés lors de notre campagne expérimentale ont été divisés en trois parties :

- Les essais réalisés à l'échelle de la colonne de soil mixing ont permis d'obtenir sa capacité portante dans un massif lâche. Les essais d'arrachement réalisés nous ont renseignés sur le frottement latéral qui se mobilise tout au long du fût de la colonne. Le comportement d'une colonne de soil mixing dans un groupe de colonnes a été ensuite étudié en se servant des tubes en acier ayant différents diamètres. L'entre-axe à partir duquel l'effet de groupe disparaît a été ensuite identifié.
- Les essais de chargement réalisés à l'échelle d'une semelle rectangulaire renforcée par une seule colonne au centre ont permis de mettre en évidence l'effet de la densité du sol ainsi que l'âge de la colonne de renforcement. L'influence de ces deux paramètres sur l'évolution de la capacité portante était significative.
- Les essais de chargement réalisés ensuite à l'échelle d'une semelle 2.5 fois plus grande, reposant sur un massif de sable lâche nous ont permis alors de réduire l'effet d'échelle constaté dans le cas de la semelle rectangulaire se trouvant sur du sable dense. Une grande variété d'essais de chargement a été réalisée, permettant d'étudier plusieurs types de renforcements :
 - Renforcement type fondation mixte réalisé dans un sol homogène de 24% de densité relative. Les essais de chargement ont été réalisés sur des fondations renforcées par quatre colonnes, et des fondations renforcées par une seule colonne au centre. Le but de ces essais est de comparer en premier lieu l'effet du nombre de colonnes sur l'évolution de la capacité portante.
 - Renforcement type fondation mixte dont les colonnes de renforcement se trouvent dans un massif homogène lâche, alors que les pointes sont encastrées dans un sol dense.

- Renforcement type inclusion rigide réalisé en installant un matelas granulaire de sable grossier qui sépare les têtes des colonnes de renforcement de la semelle. Deux épaisseurs de ce matelas ont été étudiées : 5 cm et 9 cm.

Le résultat de l'essai de chargement de la semelle renforcée par une seule colonne et chargée à 7 jours (sable lâche) met en exergue l'intérêt du renforcement. En effet, la capacité portante de cette semelle s'approche de celle du sable dense non renforcée même si la pointe de la colonne n'est pas encastrée dans un horizon porteur.

Le durcissement de la colonne de renforcement augmente non seulement la capacité portante de la semelle mais aussi la contribution de ces colonnes dans la reprise des efforts appliqués sur la semelle renforcée.

L'augmentation du nombre des colonnes de renforcement dans le cas des fondations mixtes a augmenté significativement la capacité portante de la semelle qui passe de 6.38kN à 13.81kN. L'encastrement de la pointe des colonnes dans un horizon porteur a permis d'avoir une utilisation optimale des colonnes de renforcement. Ceci a généré de grandes résistances en pointes qui seront traduit par une capacité portante presque deux fois plus grande que celle de la semelle renforcée par quatre colonnes dans un massif lâche homogène.

En comparaison avec le renforcement type fondation mixte, le renforcement type inclusion rigide a réduit la capacité portante de la semelle. L'épaisseur du matelas granulaire a joué un rôle important dans l'évolution de la capacité portante et le partage de la charge totale entre le sol et les colonnes. En effet, en augmentant l'épaisseur du matelas granulaire, on a réduit la capacité portante de la semelle mais la contribution des colonnes de chargement devient plus importante.

La confrontation de nos résultats avec trois différentes méthodes analytiques tridimensionnelles montre que ces méthodes ont présenté parfois des résultats satisfaisants et parfois non conformes à l'expérimentation. En effet, ces approches sont globales et simplifiées qui ne prennent pas en compte plusieurs éléments fondamentaux comme le taux de compressibilité du sol meuble et l'action du sol compressible sur les inclusions.

Finalement, une confrontation entre les résultats expérimentaux et numériques obtenus par un modèle Drucker Prager modifié avec cap a été réalisée. L'alimentation du modèle par les paramètres obtenus suite aux essais de caractérisation des matériaux a été un élément fondamental pour la réussite de la modélisation. Cette dernière a présenté des résultats satisfaisant qui correspondent bien à ce qu'on a obtenu lors de nos essais de chargement.

Perspectives de recherche

Plusieurs perspectives peuvent être envisagées pour enrichir ce travail.

Les essais de caractérisation du matériau de soil mixing ont permis d'obtenir ses caractéristiques mécaniques. Cependant, peu nombreuses sont les études qui permettent l'obtention de la cohésion et de l'angle de frottement de ce matériau. La réalisation des essais triaxiaux permettra d'obtenir ces paramètres nécessaires pour mieux comprendre le comportement de ce matériau et alimenter ensuite les modèles numériques.

Des essais de fluage réalisés sur ce type de matériau pourraient être également être très intéressants. L'étude du comportement des sols traités au ciment permettra d'obtenir des informations sur le comportement de ce matériau sous des chargements très long qui seront fonction de leurs résistances à la compression.

Au niveau des essais de chargement, l'instrumentation de la pointe des colonnes de soil mixing pourrait être un élément très important qui pourrait renseigner sur l'évolution de la répartition de la charge entre frottement latéral et résistance en pointe des colonnes en fonction des types de renforcement.

De plus, il n'a été envisagé que des chargements quasi statiques, verticaux et uniformes. Cependant, les chargements cycliques ou combinés (chargement vertical et horizontal) permettraient d'avoir un spectre plus large d'essais aboutissant à une meilleure valorisation de l'intérêt de ce type de renforcement.

Références bibliographiques

Alimi, I. (1978) – Critères de choix des matériaux de la terre armée: Etude de l'adhérence terre/armature. Thèse troisième cycle, université Pierre et Marie Curie (Paris VI).

Arab, A. ; Shahrour, I. (2010) – Etude en laboratoire de l'amélioration des sols par l'augmentation de la densité relative. Symposium International sur la Construction en Zone Sismique (SICZS). Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie).

Bacot, J. (1981) – Contribution à l'étude du frottement entre une inclusion souple et un matériau pulvérulent : cas de terre armée. Thèse de doctorat d'Etat, Lyon.

Baudouin, G. ; Rosquoet, F. ; Canou, J. ; Dupla, J.C. ; Thorel, L. ; Rault, G. ; Andria-Ntoannia, I. (2008) – Caractérisation mécanique d'un mélange de sable d'Hostun. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG'08, P491-498.

Baudouin, G. (2010) – Sols renforcés par inclusions rigides : modélisation physique en centrifugeuse de remblais et de dallage. Thèse de doctorat, université de Nantes

Benhamed, N. ; Canou, Jean. ; Dupla, J.C (2007) – Propriétés de liquéfaction et structure des sables lâches. 7ème Colloque National AFPS. Ecole Centrale Paris.

Benz Navarette, M.A. (2009) – Mesures dynamiques lors du battage du pénétromètre Panda 2. Thèse de doctorat en génie civil, Université Blaise Pascal – Clermont II

Benz Navarette, M.A. (2013) – Essais expérimentaux INSA « Contrôle du compactage », rapport d'essais. Etude réalisée pour le compte de Sol Solution, Servie de recherche et développement.

Berthoz, N. (2012) – Modélisation physique et théorique du creusement pressurisé des tunnels en terrains meubles homogènes et stratifiés. Thèse de doctorat en génie civil, Ecole nationale des travaux publics de l'état.

Branque, D. (1998) – Etude de l'auto - ensouillement des pipelines flexibles soumis a la houle et aux courants marins. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble (INPG).

Briaud, J.L. ; Jeanjean, P. (1994) – Load Settlement Curve Method for Spread Footings on Sand, vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. ASCE. Vol 2, P1774-1804.

Bolton, M.D. (1986) – The strength and dilatancy of sands. Géotechnique 36, N°1, P65-78.

Bolton, M.D. (1991) – Geotechnical stress analysis: A possible approach for cantilever retaining walls on spread foundations. Transport and road research laboratory TRRL - Department of transport, Contractor report 271.

Bosscher, P. J. ; Ortiz, C. G. (1987) – Frictional properties between sand and various construction materials. Journal of geotechnical engineering, ASCE. Vol 113 N°9, P1035-1039.

Briançon, L. (2002) – Renforcement des sols par inclusions rigides. Etat de l'art P.IREX : 185P.

Briançon, L. ; Kastner, R. ; Simon, B. ; Dias, D. (2004) – Etat des connaissances : Amélioration des sols par inclusions rigides. Amélioration des sols en place, presses de l'ENPC/LCPC.

Borel, S. (2001) – Comportement et dimensionnement des fondations mixtes. Etude et recherche des laboratoires des Ponts et Chaussées, série géotechnique et risques naturels.

Bruce, D. A. (2001) – Practitioner's guide to the deep mixing method. Ground Improvement 5. Thomas Telford Ltd, P95-100.

Cahier de spécifications générales du projet RUFEX. Partenaire chargé du document : Soletanche-Bachy.

Carlsson, B. (1987) – Reinforced soils, principles for calculation. Linkoping: Tetram AB.

Cerato, A.B. (2005) – Scale effect of shallow foundation bearing capacity on granular material. Thèse de doctorat en génie civil, Université du Massachusetts Amherst.

Caquot, A. ; Kerisel, J (1956) – Traité de mécanique des sols. Gauthier-Villars, Paris.

Chevalier, B. (2008) – Etude expérimentale et numérique des transferts de charge dans les matériaux granulaires. Application aux renforcements des sols par inclusions rigides. Thèse de doctorat en mécanique des solides, Université Joseph Fourier Grenoble 1.

Chaigneau, L. (2001) – Caractérisation des milieux granulaires de surface à l'aide d'un pénétromètre. Thèse de doctorat en génie civil, Université Blaise Pascal – Clermont II.

Colliat, J.L. ; Desrues, J. ; Flavigny, F. (1986) – Avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifrettage dans l'essai triaxial de compression. Revue française de géotechnique, N°34, P41-55.

Combarieu, O. (1997) – Capacité portante des fondations superficielles, pressiomètre et essais de laboratoire. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées – 211, Septembre, Octobre 1997. Ref 4134, P53-72.

Combarieu, O. ; Evrard, H. (1979) – Les fondation mixtes, semelle-pieux. Bulletin de laboratoire des ponts et chaussées – 102, Juillet, Aout 1979. Ref 2282, P49-58.

Combe, A.L. (1998) – Comportement du sable d'Hostun S28 au triaxial axisymétrique. Comparaison avec le sable d'Hostun RF. Rapport de stage au laboratoire des sols, solides, structures, Université Grenoble 1.

Consoli, N.C. ; Cruz, R.C ; Floss, M.F. ; Festugato, L. (2010) – Parameters controlling tensile and compressive strength of artificially cemented sand. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering ASCE. N°136, P759-763.

Corneil, S. (2007) – Etude du comportement mécanique des colonnes ballastées chargées par des semelles rigides. Thèse de doctorat en génie civil. Institut Polytechnique de Lorraine.

Cudny, M ; Binder. K. (2005) – Kryteria wytrzymałości gruntu na ścinanie w zagadnieniach geotechniki.” Inżynieria Morska i Geotechnika. P456-465.

DeBeer, E.E. (1970) – Experimental determination of the shape factors and the bearing capacity factors of sand. Géotechnique, Vol. 20, N°4, P387-411

Delage, P. ; Petit, G. ; De Laure, E. (1989) – Interaction sol-clou : étude à la boîte de cisaillement. Rapport du cermes –ENPC.

Dhaybi, M. ; Pellet, F. (2012) – Physical modeling of a small scale foundation reinforced by soil mixing. Conference GEOMAT2012: Page 599–604, Malaysia, Kuala Lumpur.

Dhaybi, M. ; Grzyb, A. ; Pellet, F. ; Cuira, F. ; Emeriault. F. ; Masapolo, M. (2012) – Fondations renforcées par soil mixing : modélisation physique et numérique. Journée nationale de géotechnique et de géologie de l'ingénieur, JNGG2012 – Bordeaux 2012.

Dinh, A.Q. (2010) – Etude sur modèle physique des mécanismes de transfert de charge dans les sols renforcés par inclusions rigides. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Fakharian, K. ; Evgin, E. (2000) – Elastic modelling of stress-path-dependent behavior of interfaces. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. Vol 24, P183-199.

Fascicule 62 – Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Ministère de l'équipement, du logement et des transports.

Fiche technique des cellules KYOWA – www.kyowa-ei.co.jp. Dernière visite : 02/03/2014

Flavigny, E. ; Desrues, J ; Palayer, B. (1990) – Note technique le sable d'Hostun RF. Revue française de géotechnique, N°53, P67-70.

Frank, R. (2003) – Calcul des fondations superficielles et profondes. Presse des ponts.

Frih Bengabbou, N. (2005) – Etude de l'interface sol/paroi moulée. Thèse de doctorat en géotechnique, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Garnier, J. (2003) – Effet de taille sur la capacité portante des fondations superficielles. Symposium international sur les fondations superficielles (Fondsup 2003).

Gay, O. (2000) – Modélisation physique et numérique de l'action d'un glissement lent sur des fondations d'ouvrages d'art. Thèse de doctorat en mécanique, Université Joseph Fourier - Grenoble 1.

Gay, O. ; Boutonnier, L. ; Foray, P. ; Flavigny, E. (2003) – Laboratory characterization of Hostun sand RF at very low confining stresses. Deformation characteristics of geomaterials, Di Benedetto et al. P423-430.

Gonin, H (1999) La formule des Hollandais ou le conformisme dans l'enseignement. Revue Française de Géotechnique, N°87, P35-42.

Gourc, J.P (1996) – Retaining structures with geosynthetics : A mature technique, but with some questions pending. Keynote Lecture, 1st European Geosynthetics Conference Eurogeo.

Grzyb, A.; Dhaybi, M. ; Pellet, F. (2012) – Numerical modeling of a small scale shallow foundation reinforced by soil mixing. Conférence GEOMAT2012, P593–598, Malaysia, Kuala Lumpur.

Grzyb, A. (2014) – Numerical modeling of foundations reinforced by the soil mixing method. Thèse de doctorat en génie civil, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

Guimond-Barrett, A. ; Szymkiewicz, F. ; Reiffsteck, P. ; Le Kouby, A. (2012) – On the strength and durability of cement stabilised sands. International symposium on ground improvement IS-GI, Brussels.

Haider, S. (1998) – Interaction sol-structure par essais de frottement. DEA : INSA de Lyon, URGC géotechnique.

Han, J.; Oztoprak, S. ; Parsons, P. ; Huang, J (2007) – Numerical analysis of foundation columns to support widening of embankments. Computers and Geotechnics, Vol 34, P435–448.

Helwett, W.J. ; Randolph, M.A. (1988) – Analysis of piled embankments. Ground engineering, P12-18.

Horpibulsuk, S. ; Chinkulkijniwat, A. Cholphatsorn, A. ; Suebsuk, J. (2012) – Consolidation behavior of soil–cement column improved ground. Computers and Geotechnics, Vol 43, P37-50.

Huybrechts, N. ; Denies, N. (2011) – Soil mix : activité de recherche en cours en Belgique, Projet Soil Mix – IWT 080736. Journée d'étude Franco-Belge "Soutènement".

Janbu, N. (1963) – Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test. Proceedings of the european conference on soil mechanics and foundation engineering, Vol. 1, P19-25, Weisbaden.

Jiang, H. ; and Xie, J. (2011) – A note on the Mohr-Coulomb and Drucker-Prager strength criteria. Mechanics Research Communications, P309-314.

Kempfert, H.G. ; Zaeske, D. ; Alexiew, D. (1999) – Interactions in reinforced bearing layers over partially supported underground. Proceedings of the 12th European conference on soil mechanics and geotechnical engineering, Amsterdam, Vol 3, P1527-1532.

Khan, Z. ; Majid, A. ; CAscante, G. ; Hutchinson, J. ; Pezeshkpour, P. (2006) – Characterization of a cemented sand with the pulse-velocity method. Canadian Geotechnical Journal, N°43, P294-309.

Kikumoto, M., T. Nakai, H. Kyokawa, F. Zhang, and H. M. Shahin.(2008) – A unified method to describe the influences of intermediate principal stress and stress history in constitutive modelling. 2nd International Workshop, Glasgow, Scotland, P151-157.

Kitazume, M ; Nishimura, S. ; Terashi, M. ; Ohishi, K (2009) – International collaborative study task 1 : Investigation into practice of laboratory mix tests as means of QC/QA for deep mixing method. Deep mixing, Okinawa.

Kitazume, M. (2012) – Influence of specimen preparation on unconfined compressive strength of cement stabilized kaolin clay. International symposium of ground improvement, Brussels.

Kitazume, M. ; Terashi, M. (2013) – The deep mixing method. CRC Press/Balkema.

Jenck, O. (2005) – Le renforcement des sols compressibles par inclusions rigides verticales. Modélisation physique et numérique. Thèse de doctorat en génie civil, Institut National des sciences appliquées de Lyon.

Lancelot, L. ; Shahrour, I. ; Al Mahmoud, M. (1996) – Comportement du sable d'Hostun sous faibles contraintes. Revue française de géotechnique, n°74, 63-76.

Larsson, S. (2005) – State of practice report, execution, monitoring and quality control. Deep mixing, Vol 2, P732-786.

Laperche, J.P (1976) – Etude expérimentale de la force portante des fondations superficielles, Effet d'échelle et interaction. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble.

Le Hello, B (2007) – Renforcement par geosynthétique des remblais sur inclusions rigides, étude expérimentale en vraie grandeur et analyse numérique. Thèse de doctorat, université Joseph Fourier, Grenoble 1.

Leonards, G. A. (1965) – Experimental study of static and dynamic friction between sand and typical construction materials. Technical report AFWL-TR-65-161. Air force weapons laboratory, research and technology division.

Lutenegger, A.J. ; Adams, M.T (1998) – Bearing capacity of footings on compacted sand. Fourth international conference on case histories in geotechnical engineering, Saint Louis, Missouri.

Melentijevic, S.; J. L. Arcos, ; C. Oteo.(2013) – Application of cement deep mixing method for underpinning. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris, France, P2549-2552.

Meyerhof G.G. (1951) – The ultimate bearing capacity of foundations. Géotechnique, Vol 2, P301-332.

Mun, B. ; Kim, T. ; Moon, T. ; Oh, J. (2012) – SCM wall in sand: Numerical simulation and design implications. Engineering Geology, P15-23

Namikawa, T. ; Koseki, J. (2007) – Evaluation of tensile strength of cement-treated sand based on several types of laboratory tests. Soil and foundations, Vol 47, P657-674.

Nicholson, P.J. ; Jasperse, B.H (1998) – Hydraulic and mechanical cement soil mixing. Short Course, Deep Mixing Methods. Universitee de Wisconsin-Milwaukee.

Park, H.S. (1997) – Mise en place de canalisation par microtunnelage, interaction en frottement sol-canalisation. Thèse de doctorat en génie civil, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

Pestana, J. M. ; Whittle, A.J. ; Salvati, L.A (2002) – Evaluation of a constitutive model for clays and sands: Part I - sand behavior. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, P1097-1121.

Phelipot, A. (2000) – Interaction sol-structure lors d'opération de microtunnelage. Thèse de doctorat en génie civil, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

Philipponat, P. ; Hubert, B. (2002) – Fondations et ouvrages en terres, Eyrolles.

Probaha, A. (1998) – State of the art in deep mixing technology. Part I: Basic concepts and overview. Ground improvement, N°2, P81-92.

Probaha, A. ; Tanaka, H. ; Kobayashi, M. (1998) – State of the art in deep mixing technology. Part II : Applications. Ground improvement, N°2, P125-139.

Probaha, A. ; Shibuya, S. ; Kishida, T. (2000) – State of the art in deep mixing technology. Part III : geometrical characterization, Ground improvement, N°3, P91-110.

Ponce, V. M. ; Bell, J. M. (1971) – Shear strength of sand at extremely low pressures. Journal of Geotechnical engineering, N° 97, P625-638.

Potyondy, J.G. (1961) – Skin friction between various soils and construction materials. Geotechnique. Vol 2, P339-353.

Ratherford, C. J. (2004) – Design manual for excavation support using deep mixing technology. Masters thesis, Texas A&M university.

Reiffsteck, P. (2010) – Cours fondation des ouvrages, Ecole Normale Supérieure Cachan.

Schlosser, F. ; Vidal, H. (1979) – La terre armée. Bulletin de liaison des ponts et chaussées, N°16, P101-144.

Schlosser, F. ; Guilloux, A. (1981) – Le frottement dans le renforcement des sols. Revue française de géotechnique, N°16, P65-77.

Schlosser, F. ; Jacobsen, H.M. ; Juran, I. (1984) – Le renforcement des sols. Revue française de géotechnique, N°29, P7-33.

Soletanche-Bachy, site web: <http://www.soletanche-bachy.com/>.

Svano, G. ; Ilstad, T. ; Eiksund, G. ; Want, A. (2000) – Alternative calculation principle for design of pile embankments with base reinforcement. Proceedings of the 4th international conference of ground improvement Geosystem, Helsinki.

Szymkiewicz, F. (2011) – Etude des propriétés mécaniques du matériau de soil mixing. Thèse de doctorat en géotechnique, Université Paris-Est.

Szymkiewicz, F. ; Guimond-Barrett, A. ; Le Kouby, A. ; Reiffsteack, P. (2012) – Influence of grain size distribution and cement content on the strength and aging of treated sandy soil. European journal of environmental and civil engineering.

Tcheng Y. ; Iseux J. (1966) – Nouvelle recherche sur le pouvoir portant des milieux pulvérulents. Annales ITBTP, P1266-1282.

Terashi, M. (1997) – Deep mixing method, brief state of the art. 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. John Wiley and Sons, New York.

Trautmann, C.H. ; Kulhawy, F.H. (1988) – Uplift load-displacement behavior of spread foundations. Journal of geotechnical engineering, N°114, P168-184.

Topolnicki, M. (2004) – In situ Soil Mixing. Ground Improvement, second edition, edited by Moseley, M.P. and Kirsch, K., Chapter 9, P331-423.

Van Eekelen, S.J.M ; Bezuijen, A. ; Oung, A. (2003) – Arching in piled embankments; experiments and design calculations, Foundations: Innovations, Observations, design and practice. Thomas Telford, London P885-894.

Vesić, A.S. (1973) – Analysis of ultimate loads of shallow foundations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Vol 99, P45-73.

Voottipruex, P. ; Suksawat, T. ; Bergado, D.T. ; Jamsawa, P (2011) – Numerical simulations and parametric study of SDCM and DCM piles under full scale axial and lateral. Computers and Geotechnics, P 318-329.

Zheng, L. ; Sharon Huo, X. ; Yuan, Y. (2008) – Experimental investigation on dynamic properties of rubberized concrete. Construction and Building Materials, N°22, P939-947.

Zhou, S. (1997) – Caractérisation des sols de surface à l'aide du pénétromètre dynamique léger à énergie variable type « PANDA ». Thèse de doctorat en génie civil, Université Blaise Pascal – Clermont II.

Annexe

Etude expérimentale : Dossier photographique



Figure 144 : préparation du mélange de soil mixing – Malaxage

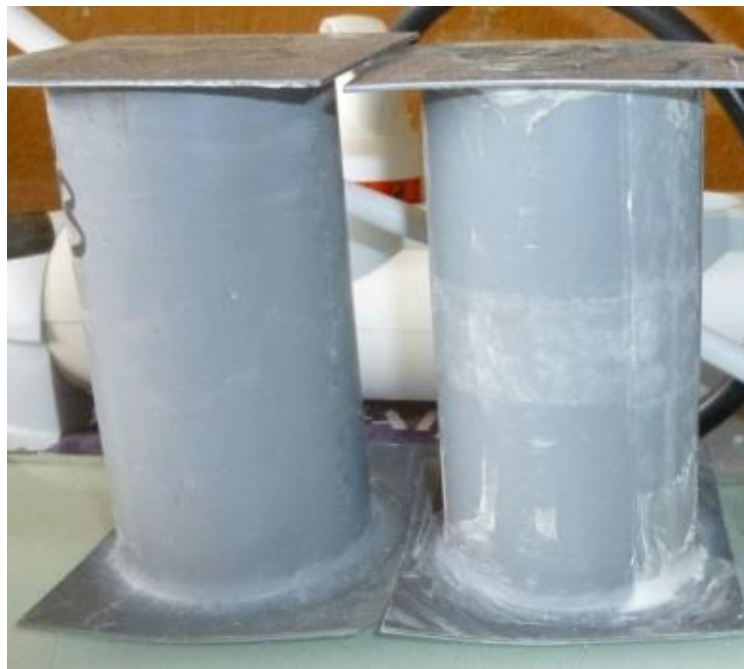


Figure 145 : moules cylindrique en PVC utilisés pour la confection des éprouvettes de soil mixing (essais de compression simple)

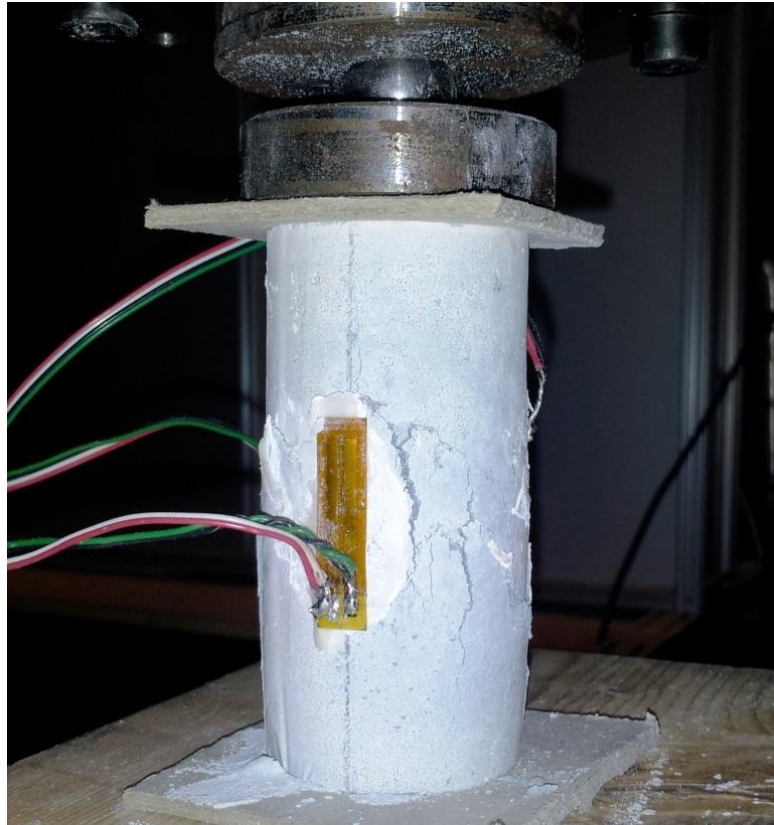


Figure 146 : rupture d'un échantillon de soil mixing testé en compression simple



Figure 147 : boîte de cisaillement utilisée pour la détermination des paramètres d'interface sable d'hsotun/soil mixing



Figure 148 : centrale hydraulique utilisée pour mettre le vérin sous pression



Figure 149 : armoire électrique et baies informatiques pour le pilotage du vérin hydraulique

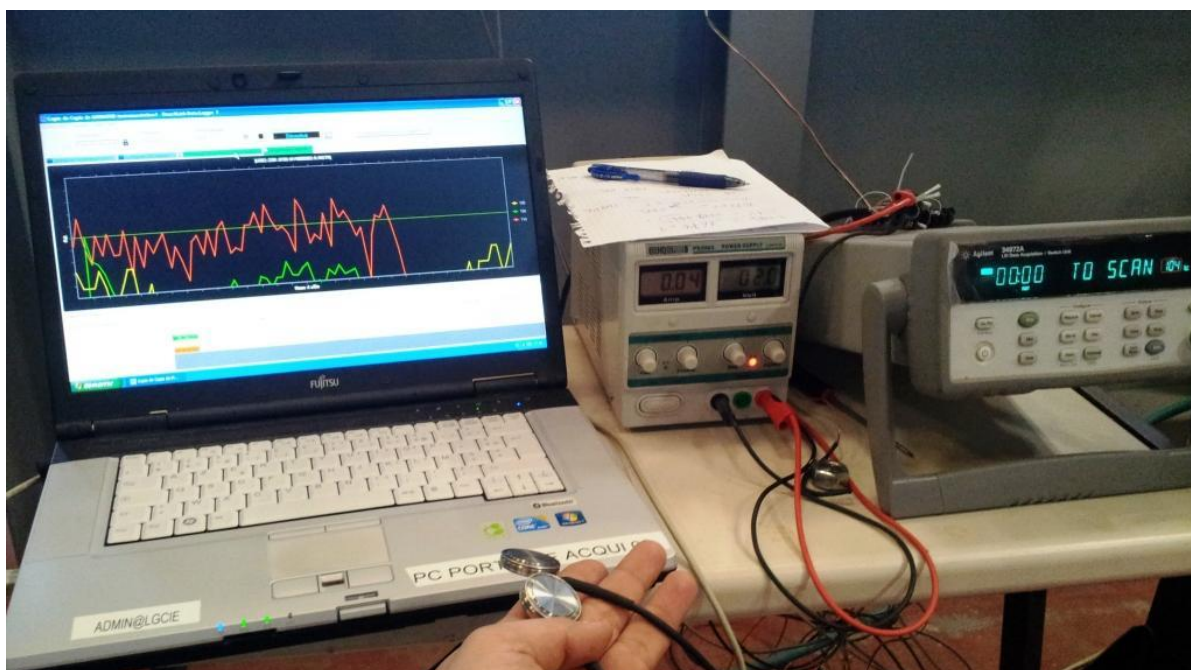


Figure 150 : Système d'acquisition des données utilisé lors des essais de chargement



Figure 151 : système de guidage sur railles permettant le positionnement du vérin



Figure 152 : système mis en place lors des essais de chargement permettant la rotation de la semelle – capteur de force sous le vérin

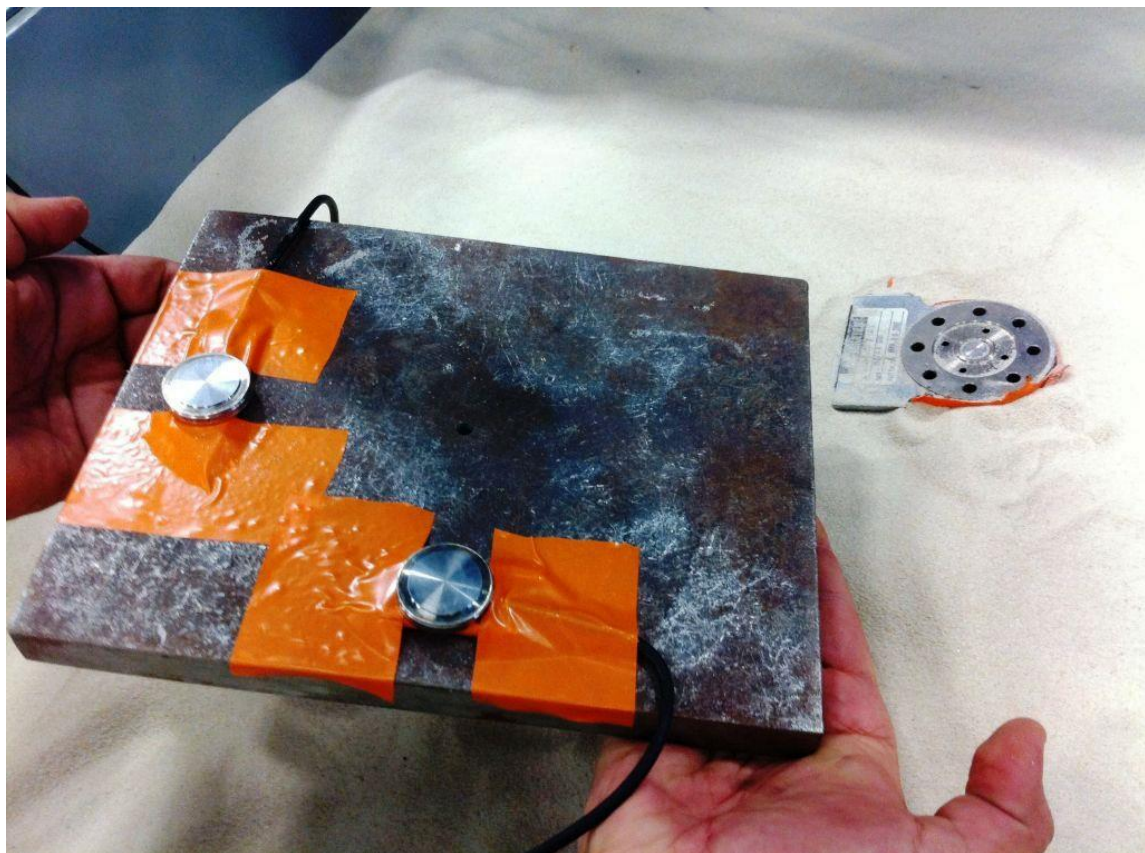
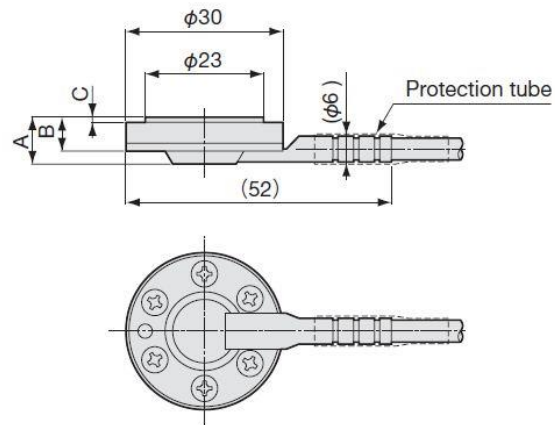


Figure 153: instrumentation de la tête de la colonne de soil mixing ainsi que semelle – essai de chargement d'une semelle rectangulaire renforcée par une colonne au centre



Model	A	B	C
BEC-A-200KP	8.7	6.2	0.5
BEC-A-500KP	9	6.5	0.8
BEC-A-1MP			

BEC-A

Figure 154: Capteur de contrainte KYOWA BEC-A (d'après la documentation technique KYOWA).

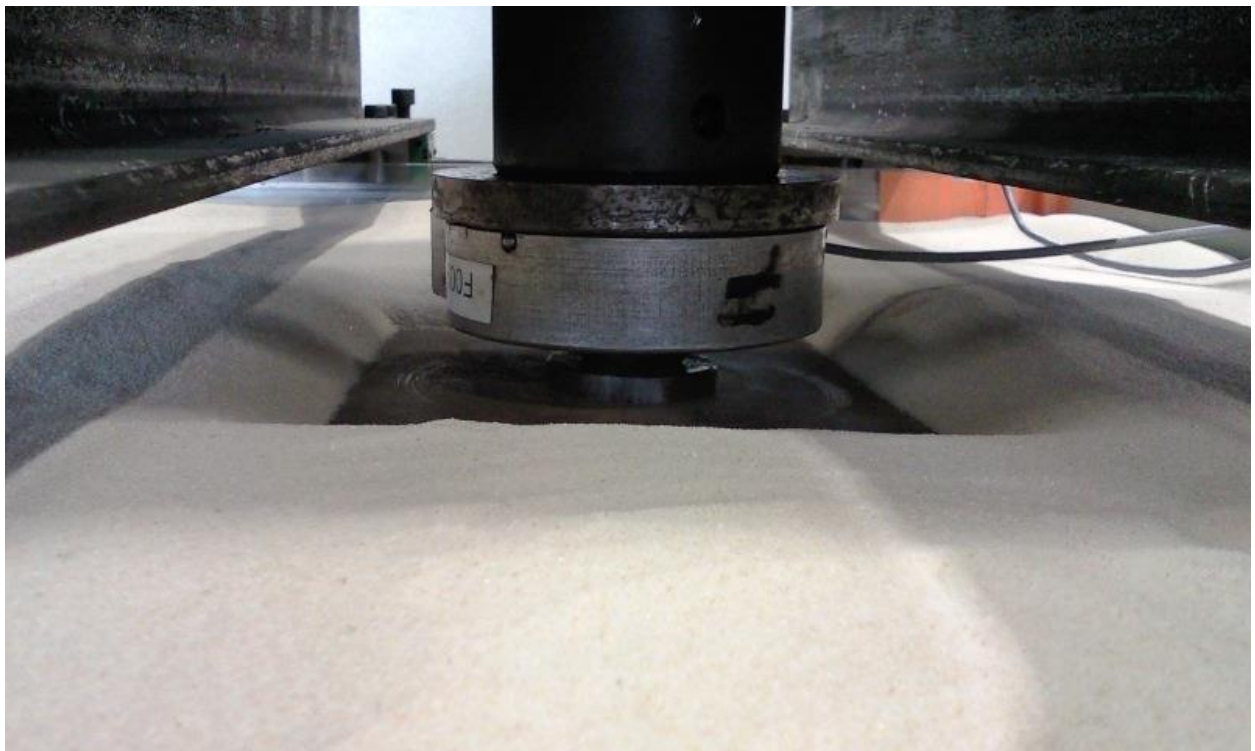


Figure 155: enfoncement d'une semelle suite à un essai de chargement – semelle rectangulaire, sable dense



Figure 156 : outil utilisé pour la mise en place des colonnes de soil mixing



Figure 157 : vérification du niveau des têtes des colonnes

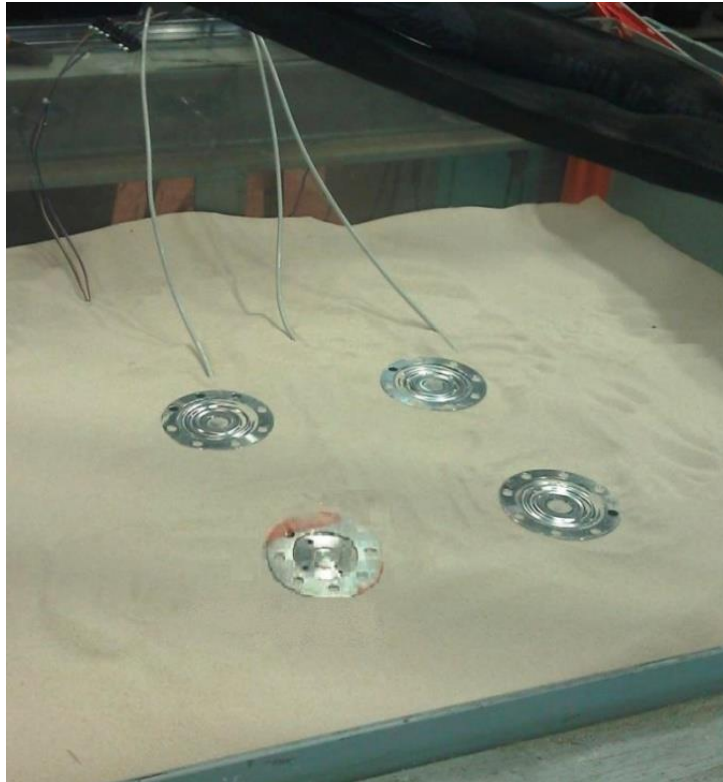


Figure 158 : mise en place des capteurs de force en têtes des colonnes de renforcement

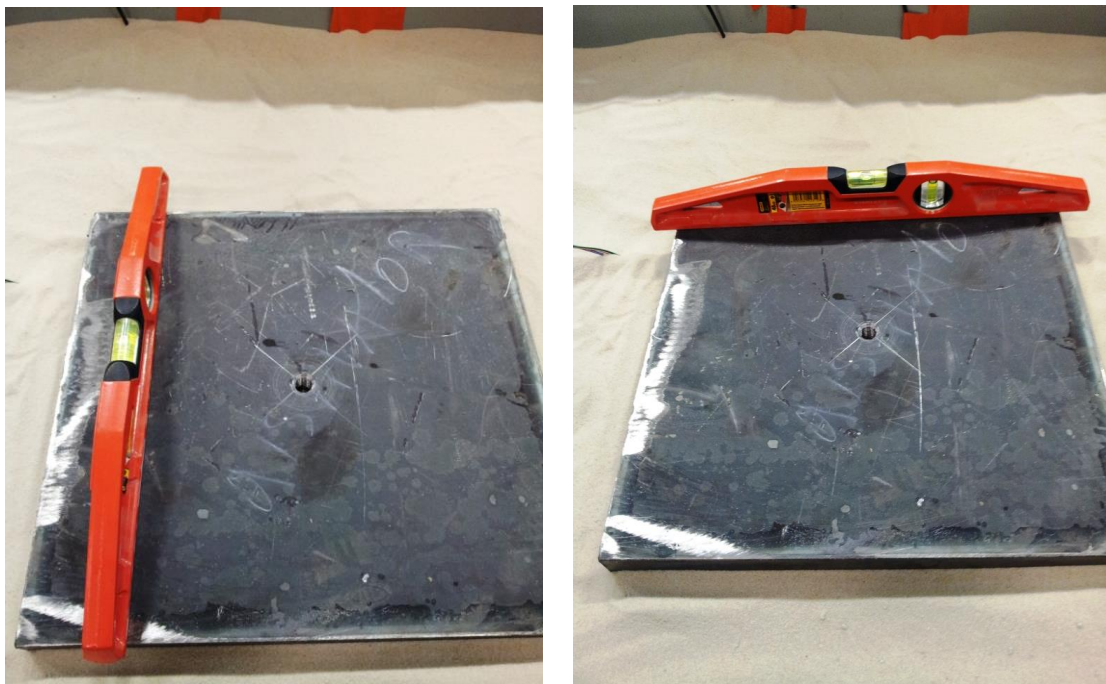


Figure 159 : vérification de l'horizontalité de la semelle avant la réalisation des essais de chargement

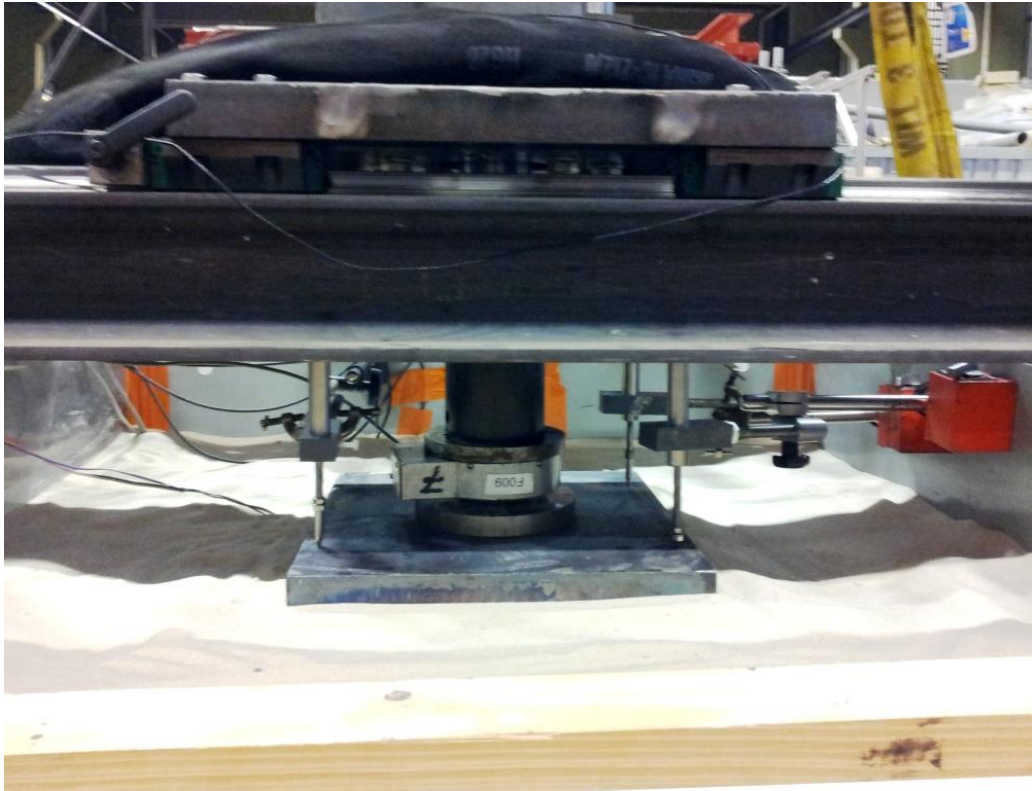


Figure 160 : essai de chargement d'une semelle renforcée – capteur de force entre la semelle et le vérin, 3 capteurs de déplacement aux coins de la semelle.